



Université Batna 2 – Mustapha Ben Boulaid
Faculté de Technologie
Département de Génie civil



Thèse

Préparée au sein du (Laboratoire De Recherche En Hydraulique Appliquée)

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie civil
Option : Géotechnique

Sous le Thème :

**Analyse numérique de l'effet des cavités sur la capacité
portante de deux fondations superficielles interférées
reposant sur un sol granulaire**

Présentée par :

SAADI Djamel

Devant le jury composé de :

M ^r MAALEM Toufik	Prof.	Université de Batna	Président
M ^r ABBECHE Khelifa	Prof.	Université de Batna	Rapporteur
M ^r BOUTAGOUGA Djamel	MCA.	Université de Tébessa	Examineur
M ^r MERDAS Abdelghani	MCA.	Université de Sétif	Examineur
M ^r DJELLALI Adel	MCA.	Université de Tébessa	Examineur
M ^{lle} BAHLOUL Ouassila	MCA.	Université de Batna	Examinatrice

18 Février 2021

REMERCIEMENTS

Louanges à Dieu pour m'avoir aidé à compléter ce modeste travail.

*Je remercie particulièrement Monsieur **Khelifa Abbeche** professeur au département de Génie Civil, Université de Batna 2 pour m'avoir fait l'honneur d'être mon directeur de thèse, pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de la préparation de cette thèse.*

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

*Je ne saurais oublier mon collègue **Boufarh Rafik** et ma sœur **Souad** qui m'ont soutenu pour terminer ce travail.*

*Ainsi je remercie du fond de mon cœur, **ma mère, ma femme et toute ma famille ; mes frères Zouhair et Mokdad** ainsi que mes sœurs et mes deux fils pour leurs sacrifices, leur soutien moral et l'encouragement qu'ils m'ont accordés. Je leurs souhaite tout le bonheur qu'ils méritent.*

*Je dédie aussi ce travail à La mémoire du **mon père**, que Dieu ait pitié de lui.*

Enfin, mes sincères reconnaissances et gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

RESUME

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible ou contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol. Depuis près d'un siècle plusieurs méthodes ont été développées par les chercheurs et ce afin d'établir, valider et améliorer le calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Car des travaux importants lui ont été consacrés. Dans la présente recherche, une étude expérimentale et numérique dont le but d'estimer l'effet des cavités sur la variation de la capacité portante des deux semelles filantes interférées reposant sur un sol granulaire.

Dans un premier temps ; en utilisant une approche exclusivement expérimentale à l'aide d'un banc d'essais qui a été conçu au laboratoire en se basant sur la variation de plusieurs paramètres tel que l'espacement (x) entre les semelles, la distance (H) entre les semelles et cavités, (B) la largeur de la semelle ; ainsi que l'espacement entre deux cavités (L). Les résultats obtenus permettent de mettre en évidence l'influence de la présence des cavités et l'interférence des deux semelles filantes sur la capacité portante (q) et le facteur d'efficacité ξ_γ .

Dans un second temps ; une étude numérique du même problème a été effectuée en utilisant la méthode des éléments finis et en se basant sur le code Plaxis(2D) afin d'évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètre tel que : l'espacement entre les semelles, la distance entre les semelles et cavités, l'angle de frottement interne, le module de Young, le maillage, l'épaisseur de la paroi des cavités.

Les résultats obtenus montrent que les valeurs de facteur d'efficacité ξ_γ sont maximum lorsque le rapport $x/B=1.5$ avec une distance entre semelles et cavité égale 3 fois la largeur de la semelle, car l'effet de cavité est annulé quand la distance entre semelles et cavité égale 3 fois la largeur de la fondation. Lorsque la distance entre les semelles et les cavités de $H = 1$, la comparaison entre les résultats obtenus du facteur d'efficacité ξ_γ avec celles des semelles filantes sans cavités démontre un changement radical dans les résultats à cause de rapprochement entre les cavités et les semelles, ce qui a abouti à la négligence de facteur d'efficacité entre les semelles.

Mots clés: capacité portante, fondations superficielles, cavités, essai sur modèle, effet d'interférence, analyse numérique.

ABSTRACT

Some of the most important problems in soil mechanics is assessing the bearing power of the foundations. In geotechnical engineering, it is called the admissible pressure or maximum stress which can be applied to a soil by a structure. For nearly a century, several methods have been developed by researchers in order to establish, validate and improve the calculation of the bearing capacity of shallow foundations. Because important works have been devoted to it. In this research, an Experimental and numerical study whose aim is to estimate the effect of cavities on the bearing capacity value of two interfering footings based on granular soil.

Firstly; using an exclusively experimental approach using a test bench which was designed in the laboratory based on the variation of several parameters such as the spacing (x) (axis to axis) between the footings, the distance (H) between footings and cavities, (B) the width of the footing; as well as between two cavities (L). The obtained results make it possible to highlight the cavities influence and the interference of two strip footings on the bearing capacity factor (q) and the efficiency factor ξ_γ .

In a next time; a numerical study of the same problem was carried out using the finite element method and based on the Plaxis(2D) code in order to evaluate the influence of a certain number of parameters such as: the spacing between the footings (axis to axis), the distance between the footings and cavities, the internal friction angle, the Young's modulus, the mesh, the thickness of the perimeter of the cavities.

The obtained results show that the values of the efficiency factor ξ_γ are maximum when the report $x/B = 1.5$ with a distance between footing and cavity equal to 3 times the width of the footing, for the cavity effect is canceled when the distance between footings and cavity equal to three times the width of the foundation. When the distance between the footing and the cavities is $H= 1$, the comparison between the results obtained of the efficiency factor ξ_γ with those of the strip footing without cavities proves a radical change in the results because of the great convergence between the cavities and footing, which resulted in neglect of the interference effect between foundations.

Keywords: Bearing capacity, shallow foundations, cavities, interference effect, model test, granular soil, numerical analysis.

ملخص

من اهم المشاكل في ميكانيك التربة تحديد قوة التحمل على الاساسات، نسمي الضغط المقبول او الضغط الأقصى الذي يمكن أن يطبقه هيكل على الأرض. منذ ما يقرب من قرن من الزمان، تم تطوير العديد من الطرق من قبل الباحثين من أجل إنشاء والتحقق من صحة وتحسين حساب قدرة التحمل للأساسات الضحلة. كما تم تكريس عدة بحوث مهمة لذلك، في موضوع البحث الحالي، أجرينا دراسة تجريبية ورقمية تهدف الى تقدير تأثير التجاويف التحتية على قدرة التحمل على الاساسات الطولية المتجاورة الموجودة على سطح التربة الحبيبية.

اولا . باستخدام نهج تجريبي حصري باستخدام منضدة اختبار تم تصميمها في المختبر بناءً على العديد من المتغيرات مثل التباعد بين القواعد (x)(المحور إلى المحور)، والمسافة (H) بين الاساس والتجاويف، (B) عرض الأساس وكذلك (L) بين التجاويف. نتيج النتائج التي تم الحصول عليها تسليط الضوء على تأثير التجاويف والتداخل بين الاساسات على عامل قدرة التحمل (q) وعامل الكفاءة ($\xi\gamma$) .

ثانيا تم إجراء دراسة عددية لنفس المشكلة باستخدام طريقة العناصر المحدودة وبناءً على كود Plaxis من أجل تقييم تأثير عدد معين من المتغيرات مثل: التباعد بين القواعد (المحور إلى المحور)، والمسافة بين الاسس والتجاويف، زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة، معامل التشوه يونغ، الشبكة، العناصر المحدودة، سمك محيط التجاويف.

تظهر النتائج المتحصل عليها أن قيم عامل الكفاءة تكون قصوى عندما تكون النسبة $x / B = 1.5$ مع وجود مسافة بين القدم والتجاويف تساوي ثلاثة أضعاف عرض الأساس، حيث يتم الغاء تأثير التجويف عند المسافة بين الاساس والتجويف يساوي ثلاثة أضعاف عرض الأساس. عندما تكون المسافة بين الاساس والتجاويف $H = 1$ ، فإن المقارنة بين النتائج التي تم الحصول عليها من عامل الكفاءة $\xi\gamma$ مع تلك الخاصة بالأساس الطولي بدون تجاويف تثبت حدوث تغيير جذري في النتائج بسبب التقارب الكبير بين التجاويف والاساسات، مما أدى إلى إهمال تأثير التداخل بين القواعد.

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل، الأسس السطحية، تجاويف، نموذج اختبار، تأثير التداخل، تحليل رقمي.

Sommaire

Remerciements

Résumé

Abstract

ملخص

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Principaux symboles utilisés

Introduction générale

1

Chapitre I : Aperçu bibliographique sur les fondations superficielles

I.1 Introduction	6
I.2 Fonctionnement des fondations superficielles	6
I.2.1 Comportement d'une semelle superficielle chargée	6
I.2.2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	7
I.2.2.a Un mécanisme de cisaillement généralisé	8
I.2.2.b Un mécanisme de cisaillement localisé	8
I.2.2.c Une rupture par poinçonnement	9
I.3 Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles	11
I.4 Bases conceptuelles des calculs de stabilité	12
I.4.1 L'analyse d'équilibre limite	12
I.4.2 L'analyse limite	13
I.4.3 Calculs en déformation	14
I.4.4 Les méthodes dérivées des essais en place	15
I.5 Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles	16
I.5.1 Théorie de Rankine (1857) (les coins de Rankine)	16
I.5.2 Théorie de Prandtl (1920)	18
I.5.3 La théorie de Terzaghi (1943)	19
I.5.4 La théorie de Meyerhof (1963)	28
I.5.5 La théorie de Vesic (1973)	30
I.6 Critiques générales des méthodes classiques	31
I.7 Méthodes numériques	33
I.7.1 Modélisation des fondations superficielles	34
I.7.2 Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles	35
I.7.2.1 Cas d'une Fondation à la géométrie complexe	35
I.7.2.2 Cas d'une fondation rigide	35
I.7.2.3 Cas d'une fondation souple	36
I.7.3 Modélisation du sol, de la fondation, et des structures	36
I.7.4 Conseils pour la réalisation des maillages de fondation superficielle	37
I.7.5 Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles	39
I.8 Conclusion	39

Chapitre II : Evaluation de la Capacité portante des fondations superficielles sous l'effet de la présence des cavités

II.1 Introduction	40
II.2 Les méthodes d'estimation de l'effet d'interférence sur la capacité portante	40
II.2.1 Stuart (1962)	40
II.2.2 Das et Larbi-Cherif (1983)	43
II.2.3 Kumar et Ghosh (2007)	45
II.2.4 Ghazavi et Lavasan (2008)	46
II.2.5 Kumar et Bhoi (2008)	48
II.2.6 Lee et Eun (2009)	49

II.2.7 Mabrouki et al (2010)	50
II.2.8 Gupta et Sitharam (2018)	52
II.2.9 Boufarh et al (2019)	54
II.3 Effet de la présence des cavités sur la stabilité des fondations.	58
II.3.1 Kiyosumi et al (2011)	58
II.3.2 Lee et al (2014)	60
II.3.3 Al-Jazaairry et Sabbagh (2017)	62
II.3.4 Xiao et al (2018)	63
II.3.5 Kapoor et al (2019)	66
II.4 Conclusion	68
Chapitre III : Etude expérimentale de l'effet des cavités sur la capacité portante de deux fondations superficielles interférées reposant sur un sol granulaire	
III.1 Introduction	69
III.2 Matériels, Matériaux	69
III.2.1 Matériaux utilisé	69
III.2.1.1 Sable	69
III.2.2 Le banc d'essai	70
III.2.3 Modèle de la semelle	71
III.2.4 Modèle de PVC	72
III.2.5 Anneau dynamométrique	72
III.2.6 Capteur de déplacement	73
III.3 Procédures d'essai	73
III.4 Programme des essais	74
III.5 Analyse des résultats et discussions	76
III.6 Conclusion	85
Chapitre IV : Aperçu numérique utilise dans la présente étude	
IV.1 Introduction	87
IV.2 Calculs par la MEF	87
IV.3 Présentation de PLAXIS	88
IV.4 Options par défaut et solutions approchées	88
IV.5 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS	90
IV.5.1 Comportement élastoplastique	91
IV.5.2 Modèle élastique linéaire	92
IV.5.3 Modèle de Mohr-Coulomb	92
IV.5.4 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	95
IV.5.5 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)	99
IV.5.6 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)	101
IV.6 Conclusion	103
Chapitre V:Analyse numérique de l'effet des cavités sur la capacité portante de deux fondations superficielles interférées	
V.1 Introduction	104
V.2 Définition de données	104
V.2.1 Hypothèses et géométrie	105
V.2.2 Caractéristiques des matériaux	105
V.2.2.a Propriétés de la couche de sol	106
V.2.2.b Maillage et conditions aux limites	106
V.2.3 Méthode de l'analyse	107
V.2.4 Les principaux résultats	108
V.2.4.1 Point plastique	108
V.2.4.2 Déplacement vertical (Tassement)	108
V.3. Courbe chargement-tassement	109

V.4. Test de validation	111
V.4.1. Définition du facteur d'efficacité $\xi\gamma$ (interférence)	111
V.5. Résultats et Discussions	112
V.5.1. Effets des paramètres de calcul	112
V.6. Comparaisons des résultants	117
V.7. Conclusion	118
Conclusion générale	120
Perspectives et recommandations	122
Références bibliographiques	123
Annexe	127

Liste des figures

FIGURE	TITRE	
I.1	Allure typique de la courbe de chargement d'une fondation.	7
I.2.1	Mécanisme de cisaillement généralisé.	8
I.2.2	Mécanisme de cisaillement localisé.	9
I.2.3	Mécanisme de rupture par poinçonnement.	10
I.3	Nature de la rupture d'une fondation dans un sable d'après Vesic (1973).	11
I.4	Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite.	14
I.5	Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite.	15
I.6	Semelle reposant sur un sol (c, φ).	16
I.7	Les coins de Rankine (1857).	16
I.8	Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse Prandtl (1920).	18
I.9	La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi (1943).	20
I.10	Force passive sur la face bc du coin abc.	21
I.11	Détermination de P_{pq} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0$).	22
I.12	Détermination de P_{pc} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c \neq 0$).	23
I.13	Détermination de $P_{p\gamma}$ ($\varphi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c = 0$).	24
I.14	Mécanisme de rupture modifiée pour une fondation superficielle sous une charge ultime.	27
I.15	Schéma de Gorbunov (1973).	32
I.16	Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle (1995).	38
II.1	Surfaces de rupture d'un sol granulaire sous deux fondations rigides filantes étroitement espacées ($\alpha_1 = \varphi, \alpha_2 = 45 - \varphi/2, \alpha_3 = 180 - \varphi$) [7]. (a) Etat isolé ($X = X_1$), (b) Etat intermédiaire ($X = X_2$), (c) Etat intermédiaire $X = X_3$, (d) Etat de contact	42
II.2	Facteur d'interférence de Stuart [7] ζ_q en fonction de x/B .	43
II.3	Facteur d'interférence de Stuart [7] ζ_γ en fonction de x/B .	43
II.4	Comparaison expérimentale et théorique de ζ_q [40].	44
II.5	Comparaison expérimentale et théorique de ζ_γ [40].	44
II.6	Comparaison de la théorie obtenue avec la théorie de Stuart (1962) (a) et les résultats expérimentaux (b).	46
II.7	Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et analytiques pour l'interférence de deux fondations filantes [43].	47
II.8	Dispositif expérimental de Kumar et Bhoi [13].	47
II.9	Présentation du schéma utilisé dans l'étude de Kumar et Bhoi [13].	48
II.10	Comparaison des résultats expérimentaux avec la théorie de Graham et al. [44].	49
II.11	Vue du test de charge des plaques à l'aide de plaques doubles. [14].	49
II.12	Comparaison des valeurs ζ_γ des résultats expérimentaux, numériques, et analytiques pour l'interférence de multiple fondations [14].	50

II.13	Présentation du model géométrique [16].	50
II.14	Comparaison de capacité portante obtenue par la superposition et les calculs directs pour la fondation douce et rigide [16].	51
II.15	Modèle expérimental.	53
II.16	Modèle numérique.	54
II.17	Comparaison de variation de facteur d'efficacité.	54
II.18	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B .	55
II.19	Présentation du modèle expérimental (sol bicouche).	56
II.20	Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour un sol bicouche pour $H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$ et $H/B=4$.	56
II.21	Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour un sol bicouche pour $H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$ et $H/B=4$.	56
II.22	Comparaison des valeurs (ξ_γ) pour différentes semelles circulaires, carrées et rectangulaires sur un sable en bicouche pour ($H/B = 1$ et la couche supérieure à un angle de frottement inférieur à celui de la deuxième couche).	57
II.23	Dispositions de chargement et spécification du vide par rapport à la semelle.	59
II.24	Comparaison de l'effet du vide entre le calcul expérimental et le calcul de la limite supérieure: (a) vide central; (b) vide décentré.	59
II.25	Définition du problème (modifiée à partir de Kiyosumi et al [48]).	60
II.26	Facteur de capacité portante des semelles filante au-dessus de vides rectangulaires simples.	61
II.27	Facteur de capacité portante des semelles filante au-dessus des vides doubles.	61
II.28	Pieu adjacente à la géométrie des cavités jumelles.	62
II.29	Courbe chargement -déplacement (étude comparative).	63
II.30	Différents cas d'étude.	64
II.31	Modèle numérique de semelle filante reposant sur deux couches d'argiles avec un seul vide dans.	64
II.32	Comparaison de la semelle filante sur une seule argile homogène avec des vides simples.	65
II.33	Effet de la largeur du vide sur le facteur de capacité portante non drainé N_s	65
II.34	Effet de la hauteur du vide sur le facteur de capacité portante non drainé N_s .	65
II.35	Disposition de semelle rectangulaire sur un sol renforcé par des géogrilles avec cavité.	66
II.36	B.C.R -Courbe de tassement pour $N = 1$, $D / B = 0,1, 0,25, 0,5$, $Y / B = 2$.	67
III. 1	Schéma du banc d'essai.	71
III. 2	Le banc d'essai avec l'équipement.	72
III. 3	Modèles de PVC utilisé dans le model.	72
III. 4	Anneau dynamométrique utilisé.	73
III. 5	Capteur de déplacement.	73
III. 6	Modèles utilisés dans cette étude.	75
III. 7	Interprétation de la capacité portante ultime (q_u) par la méthode d'intersection des tangentes [51].	76
III. 8	Photos des semelles au moment de chargement.	77

III. 9	Courbe chargement-tassement pour le cas de semelle isolée, deux semelles filantes, les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable sans cavités.	77
III. 10	Courbe chargement-tassement cas d'une semelle isolée avec cavité $H/B=1$, deux semelle filante avec cavité $H/B=1$, les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable.	78
III. 11	Courbe chargement-tassement cas d'une semelle isolée avec deux cavités ($H/B=1$, $L/B=1$), deux semelles filantes avec deux cavités ($H/B=1$, $L/B=1$), les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable.	78
III. 12	Courbe chargement-tassement de semelle isolée sans cavité, semelle isolée avec cavité ($H / B = 1$) et semelle isolée avec deux cavités ($H / B = 1$ et $L / B = 1$).	79
III. 13	Courbe chargement-tassement, cas des semelles adjacentes sans cavité, cas des semelles adjacentes avec cavité $H/B=1$.	80
III. 14	Courbe de chargement-tassement, cas des semelles adjacentes sans cavité, cas des semelles adjacentes avec deux cavités ($H/B=1$, $L/B=1$).	80
III. 15	Comparaison des valeurs ξ_γ des semelles filantes sans cavités avec les valeurs rapportées dans la littérature.	82
III. 16	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité et avec cavité ($H/B=1$, $H/B=2$ et $H/B=3$).	83
III. 17	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=3$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).	83
III. 18	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=2$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).	84
III. 19	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=1$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).	85
IV.1	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	91
IV.2	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	91
IV.3	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	91
IV.4	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	93
IV.5	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.	93
IV.6	Définition du module à 50 % de la rupture.	94
IV.7	Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.	97
IV.8	Définition du module oedométriques tangent.	97
IV.9	Définition de l'angle de dilatance.	98
IV.10	Forme des surfaces de charge du HSM.	98
IV.11	Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.	98
IV.12	Différentes représentations lors d'un essai oedométriques.	100
IV.13	Effet du temps sur les essais oedométriques.	101
IV.14	Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q .	102
V. 1	Présentation du modèle numérique.	105
V. 2	Maillage du modèle numérique.	107

V. 3	Points plastiques.	108
V. 4(a)	Déplacement vertical (Tassement).	108
V. 4(b)	Déplacement vertical (Tassement).	109
V. 5	Courbe chargement-tassement de semelle isolée sans cavité, semelle isolée avec cavité ($H/B = 1, 2, 3$).	109
V. 6	Courbe chargement-tassement pour le cas de semelle isolée, deux semelles filantes, les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable sans cavités.	110
V. 7	Courbe chargement-tassement, cas des semelles adjacentes sans cavité, cas des semelles adjacentes avec cavité $H/B=1$.	110
V. 8	Courbe chargement-tassement, cas des semelles adjacentes sans cavité, cas des semelles adjacentes avec deux cavités ($H/B=1, L/B=1$).	111
V. 9	Comparaison des résultats obtenus avec ceux de la littérature.	112
V. 10	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	113
V. 11	Variation de facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B pour le maillage -15 nœuds et 6 nœuds-sable $\varphi=35^\circ$.	114
V. 12	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B . Pour les cas suivantes : deux semelles filantes sans cavité et avec cavité ($H/B=1, H/B=2$ et $H/B=3$).	114
V. 13	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B . Pour les cas suivantes : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=3$, ($L/B=1, L/B=1.5, L/B=2, L/B=3, L/B=4$ et $L/B=5$).	115
V. 14	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B . Pour les cas suivantes : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=2$, ($L/B=1, L/B=1.5, L/B=2, L/B=3, L/B=4$ et $L/B=5$).	116
V. 15	Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B Pour les cas suivantes : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=1$, ($L/B=1, L/B=1.5, L/B=2, L/B=3, L/B=4$ et $L/B=5$).	116
V. 16	Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ξ_γ pour le cas des semelles interférées sans cavités.	117
V. 17	Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ξ_γ pour le cas des semelles interférées avec cavité $H/B=3$.	117
V. 18	Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ξ_γ pour le cas des semelles interférées avec deux cavités $L/B=1, H/B=3$.	118

Liste des tableaux

Tableau	Titre	
I.1	Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi (1943)	26
I.2	Facteurs de la capacité portante modifiés donnés par Terzaghi (1943)	28
III.1	Propriété géotechnique de sable.	69
III.2	Programme expérimental utilisé dans cette étude.	75
IV .1	Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .	99
V .1	Propriétés de la couche de sol.	105
V .2	Comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse avec ceux disponibles à partir de la littérature.	112

Principaux Symboles Et Notation

B	Largeur de la fondation.
c	Cohésion du sol
D_f	Encastrement de la fondation.
P	périmètre de la fondation
W_w	poids du bloc abc
q	Charge
F	La force de frottement résistante
q_u	Capacité portante ultime.
N_c	Terme de cohésion
N_q	Terme de profondeur
N_γ	Terme de surface
P_p	Force passive de Rankine
q_{adm}	Capacité portante admissible.
D_r	Densité relative.
E	Module d'Young.
C_u	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
s	Espacement libre entre les semelles interférées
x	Espacement entre axes des semelles interférées
H	La distance entre les semelles et cavités
L	La distance entre deux cavités
D	Diamètre de cavité
G_u	Module de cisaillement ultime
G	Module de cisaillement
E_{ur}^{ref}	Module en décharge.
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai oedométrique
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial.
m	Puissance (environ 0,58 pour les sables)
<i>Cincrement</i>	Cf. modèle de Mohr-Coulomb
p^{ref}	Contraintes de référence
K_0^{NC}	K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$)

K_0	Coefficient des terres au repos
R_f	Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)
U	Déplacement
K_s	Coefficient de cisaillement perforé.
γ	Poids volumique du sol.
$\gamma_d(\max)$	Poids volumique sec maximal
$\gamma_d(\min)$	Poids volumique sec minimum
ζ	Facteur d'efficacité (interférence)
δ	Déplacement unitaire
ε_v	Déformation volumique
τ	Contrainte de cisaillement (tangentielle).
ν	Coefficient de Poisson.
ν_u	Coefficient de Poisson ultime
ν_{ur}	Coefficient de Poisson en charge décharge
σ	Contrainte
σ_n	Contraintes normales
φ	Angle de frottement interne du sol
φ_u	Angle de frottement ultime
ψ	Angle de dilatance du sol
Δ	Tassement différentiel
S	Tassement
k^*	Indice de gonflement
λ^*	Indice de compression
μ^*	Indice de fluage
$\Delta\varepsilon_v$	Incrément de déformation volumique.

INTRODUCTION GENERALE

Le développement du secteur de la construction en Algérie au cours des dernières années a connu une évolution très rapide, mais les projets urbains et les ouvrages d'art sont concentrés dans une dense surface. Ce qui implique que les fondations utilisées comme des parties les plus basses des ouvrages de génie civil, vont transmettre les charges appliquées au sol ou au roche inférieur. Mais ce genre de construction peut engendrer une influence sur la capacité portante des fondations. Cependant, dans la plupart de ces cas, pour calculer la capacité portante d'une fondation, il est souvent basé sur l'hypothèse que la semelle est toujours prise isolée et procéder au calcul de sa portance selon les méthodes usuelles. Hors, ce procédé traditionnel présente l'inconvénient que la fondation se trouve rarement isolée, mais, généralement, elle est en interférence avec les semelles des constructions avoisinantes dont on aura comme effet le changement dans le comportement et la capacité portante de ces semelles. Par ailleurs, La grande majorité des études adaptées sont concentrées sur la capacité portante d'une fondation isolée reposant sur un sol homogène. De plus, les études existantes, à savoir les études de Vesic [1], Terzaghi [2], Meyerhof [3] et Hansen [4] ont été basés sur les études de Prandtl [5] et Reissner [6]. Cependant, quelques études sont basées sur l'effet de l'interférence sur la capacité portante des semelles adjacentes, cela a été théoriquement étudié par Stuart [7] et West et Stuart [8] en utilisant la méthode d'équilibre limite et la méthode des caractéristiques des contraintes.

Récemment, plusieurs recherches sont intéressées à l'effet d'interférence des semelles sur la capacité portante tel que : Boufarh et al [09] qu'ils ont étudiés expérimentalement l'effet d'interférence des deux semelles filantes reposant sur sol bicouche. Ils ont conclu que le facteur d'efficacité est proportionnel à l'angle de frottement interne du sol de la première couche, particulièrement lorsque les fondations sont très proches, puisque l'augmentation de l'angle de frottement entraîne l'expansion de la zone de cisaillement sous les fondations.

Gupta et Sitharam [10] ont mené une recherche expérimentale et numérique sur l'interférence de semelles carrées reposant sur sable. Dans cette recherche ils ont conclu que l'effet d'interférence maximal était observé dans le cas où l'espacement entre les semelles était de $0,5B$, et était approximativement négligeable dans le cas où l'espacement entre les semelles

était égal à $2B$, B étant la largeur de la semelle. Dans la même recherche ils ont développé des simulations numériques qui sont reliées par les effets de l'angle de frottement et de la dilatation sur le facteur d'interférence.

Griffiths et al [11] ont mené une étude paramétrique sur la capacité portante de deux semelles filantes rigides et rugueuses sur un dépôt de sol avec une résistance au cisaillement non drainée variant de manière aléatoire. Dans cette étude, une analyse par éléments finis a été combinée à la théorie du champ aléatoire en effectuant une simulation de Monte Carlo. Les résultats obtenus indiquent que l'effet de l'interférence de la semelle augmente avec la variabilité du sol et la longueur de la corrélation spatiale.

Kumar et Ghosh [12] ont utilisé la méthode d'analyse limite (limite supérieure) sur un sol sableux, afin de trouver une solution au mécanisme de rupture et de calculer la capacité portante en déformation plane.

Kumar et Bhoi [13] ont travaillé sur l'effet d'interférence de plusieurs semelles filantes reposant sur la surface de couche du sable en effectuant une série de tests sur un modèle réduit. Ces tests ont été effectués en faisant varier la distance horizontale entre les semelles pour percevoir son effet sur la charge de rupture d'une fondation. Les résultats sont présentés en fonction de la variation du facteur d'efficacité ξ_γ , Les valeurs ξ_γ sont augmentées de façon continue avec la diminution de l'espacement entre les semelles.

Lee et Eun [14] ont étudié l'estimation de la capacité portante des semelles filantes reposant sur la surface d'un sol granulaire dans diverses configurations. Les résultats obtenus ont révélés que la charge limite des trois semelles était similaire à celle d'une semelle isolée lorsque l'espacement était supérieur à trois fois de la largeur de la semelle.

Acharyya et Dey [15] ont également étudié la capacité portante des semelles interférentes en se concentrant sur leur capacité portante près d'une surface en pente à l'aide de réseaux de neurones artificiels. Dans cette étude, une analyse numérique à l'aide de Plaxis 3D pour estimer l'influence de divers paramètres géotechniques et géométriques sur la capacité portante ultime des semelles filantes superposées situées au sommet de la pente naturelle du sol.

Mabrouki et al [16] ont examiné numériquement par le code de différence finie FLAC pour estimer la capacité portante pour deux semelles filantes juxtaposées, l'effet d'interférence est estimé par les facteurs d'efficacité pour plusieurs types de sols.

De plus, l'analyse des résultats de certains auteurs, en particulier Das et Larbi-Cherif [17], Kumar et Ghosh [12] et Mabrouki et al [16] ont révélé des rendements inférieurs à ceux prédits par la théorie de Stuart, qui suppose que la géométrie de la surface de rupture dans la masse du sol est similaire à celle considérée par Terzaghi [2].

Dans la pratique de l'ingénierie, l'existence des cavités souterraines sous-jacentes des projets de construction sur une surface rigides tel que les barrages et les chaussés et les ponts ; nécessitent une attention particulière car les vides souterrains causent des dommages structurels.

Les études sur la stabilité des fondations au-dessus des cavités sont rares dans la littérature disponible, à savoir :

Xiao et al [18] qui ont fait une étude sur la stabilité non-drainée d'une semelle filante au-dessus des vides reposant sur une bicouche d'argiles. Cette recherche est basée sur l'analyse numérique de la capacité portante non drainée, cet étude a conclue que les mécanismes de rupture pour un seul vide peuvent être classés en trois catégories : la rupture de la surface supérieure de vide, rupture combinée de surface supérieure et latérale de vide et la rupture sans effondrement de vide.

Zhang et al [19] ont travaillé sur l'effondrement de la surface superficielle des cavités circulaires profondes dans des masses rocheuses articulées à l'aide des analyses limites adaptatives par éléments finis. Dans ce contexte une étude paramétrique a été réalisée pour étudier les impacts des paramètres de Hoek-Brown sur le facteur de stabilité et le mécanisme de rupture des cavités souterraines. A l'issu des résultats trouvés, il est apparu que les paramètres de Hoek-Brown ont des impacts différents sur la forme de la surface superficielle.

Kapoor et al [20] ont étudié l'effet d'une cavité sur la capacité portante d'une fondation peu profonde dans un sol renforcé par géogridde. Plusieurs cas ont été analysés pour examiner l'impact de différents paramètres, tels que l'espacement des couches, la position des cavités, la taille des cavités sur la capacité portante et le tassement de la semelle, afin d'examiner

l'amélioration produite par les couches de géogrilles. Cette étude a conclu que s'il y a une augmentation du diamètre de la cavité donc la capacité de la charge de la fondation sera diminuée d'une façon observable à une profondeur constante de la cavité par rapport à la largeur de la semelle.

Al-Jazaairry et Sabbagh [21] ont étudié l'effet des deux cavités sur un pieu isolé chargé axialement reposant sur une couche argileuse. Cette étude est une simulation pour identifier numériquement le comportement de pieu soumis à une charge axiale dans un sol argileux et entre deux cavités. Par la suite, l'étude paramétrique a été réalisée pour examiner l'influence des paramètres tels que : la dimension des cavités, l'espacement, la profondeur et l'excentricité des cavités jumelles par rapport au pieu. Ils ont conclu que la présence des cavités dans une masse de sol va réduire la capacité ultime du pieu. Cette réduction diffère selon la dimension et l'emplacement de la cavité.

Lee et al [22] ont étudié numériquement la stabilité non drainée des semelles filantes reposant sur une couche d'argile au-dessus des vides simples et doubles continus. Les résultats obtenus ont fourni une base des données pour faire les calculs des facteurs de capacité portante en fonction des paramètres sans dimension, la capacité portante est liée aux distances verticales et horizontales des vides et semelles, à la largeur et à la hauteur de la cavité et à l'espacement entre les deux cavités. Ils ont conclu que, pour un vide isolé, le facteur de capacité portante augmente linéairement avec les distances verticales et horizontales entre les vides et semelles jusqu'à un certain emplacement de vide critique au-delà duquel le facteur de capacité devient constant. Pour les deux vides, le facteur de capacité portante diminue avec la diminution de l'espacement entre les deux vides.

Kiyosumi et al [23] a étudié expérimentalement la capacité portante d'une fondation peu profonde sur des roches sédimentaires calcaires contenant des vides. Ils ont trouvé trois types de modes de rupture pour un seul vide selon l'emplacement du vide ainsi que la dimension et l'emplacement du vide : une rupture nuisible sans effondrement de vide, une rupture importante avec effondrement de vide et un effondrement de vide sans rupture importante. Si deux vides superposés peu profonds, le vide inférieur n'a pratiquement aucune influence sur le mode de rupture et n'a donc qu'un effet très limité sur la réduction de la capacité portante.

Notre étude a traité expérimentalement et numériquement afin de déterminer les paramètres qui sont susceptibles d'avoir plus d'influence sur le facteur d'interférence ξ_γ . Sur la surface horizontale d'un sol granulaire situé au-dessus des cavités. L'objectif principal de cette étude était de révéler l'effet de divers paramètres, tels que l'espacement (x) (axe à axe) entre les semelles, la distance verticale (H) entre les semelles et le sommet des cavités, et la distance horizontale (L) entre les cavités, sur la capacité portante.

La présente thèse est composée de cinq chapitres, y compris une introduction générale concernant le travail effectué et des conclusions générales. Ce qui suit est un aperçu sur le contenu de chaque chapitre.

- Un aperçu bibliographique sur le calcul de la capacité portante, interférence pour des cas particuliers a été traité au **premier chapitre**.
- **Le deuxième chapitre** présente une évaluation de la capacité portante des fondations superficielles sous l'effet de la présence des cavités.
- **Le troisième chapitre** présente une étude expérimentale de l'effet des cavités sur la capacité portante de deux fondations superficielles interférées reposant sur un sol granulaire.
- **Le quatrième chapitre** est consacré à la description générale de l'outil de calcul (plaxis 2D) ainsi que les modèles de comportement utilisés. Un aperçu sur la méthode des éléments finis a été abordé aussi dans ce chapitre tout en montrant l'importance de celle-ci dans la résolution des problèmes complexes de géotechnique.
- **Le cinquième chapitre** a été consacré à l'établissement d'un modèle numérique dans la présence des cavités. Les résultats obtenus sont présentés et analysés dans ces chapitres. L'interprétation fait également appel aux résultats obtenus.
- Enfin, des conclusions générales relatives aux résultats acquis sont finalement présentées.

CHAPITRE I : Aperçu bibliographique sur les fondations superficielles

I.1 Introduction

Les fondations comme étant des partie les plus basses des ouvrages de génie civil ; vont transmettre les charges appliquées au sol ou au roche inferieur : elle peut être superficielle ou profonde. Lorsque le sol de la surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage, il s'agit du type des : Les fondations superficielles (isolées, filantes, radié) qui sont, par définition, dont l'encastrement est inférieur à 3 m qui reposent sur le sol. Les fondations profondes (fondations sur pieux) sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Plusieurs chercheurs avaient donné des expressions pour évaluer la capacité portante et ces facteurs d'une semelle filante isolée reposant sur un sol horizontal semi-infini (Terzaghi [2]; Meyerhof [3]; Skempton [24]; Hansen [4]; Vesic [1]). Le développement du mécanisme de rupture d'une semelle isolée, ainsi que la capacité portante et les facteurs d'efficacité correspondants, est altéré en présence de semelles interférée adjacentes selon (Stuart [7]).

À travers ce chapitre on a aperçu sur quelques méthodes de calculs précisément des fondations superficielles qui ont été présenté :

I.2 Fonctionnement des fondations superficielles

I.2.1 Comportement d'une semelle superficielle chargée

Le choix du type de fondation se fait en tenant également compte des tassements admissible par l'ouvrage projeté.

On différencie les fondations superficielles et les fondations profondes en fonction de leur élancement (rapport entre la profondeur d'encastrement D et la largeur B de la fondation,

La dimension minimale de la base de la fondation, notée B , est appelée largeur ;

La dimension maximale, notée L , est appelée longueur de la fondation.

La fiche D est la profondeur minimale de la base par rapport à la surface du sol après travaux de fondations (terrassement, décapage éventuel d'un remblai et terres végétales, etc.).

On différencie les fondations superficielles et les fondations profondes en fonction de leur élancement (rapport entre la profondeur d'encastrement D et la largeur B de la fondation,

- Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5

- Fondation profonde : $D/B \geq 10$
- Fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$

Sous l'effet d'une pression verticale croissante, la courbe de chargement d'une fondation a l'allure typique de la figure I.1, dans laquelle on remarque une augmentation pratiquement linéaire des tassements en fonction de la charge appliquée. Il s'agit en fait du domaine du comportement linéaire du système sol/fondation, au-delà duquel la courbe accuse une non linéarité et tend vers une valeur asymptotique q_1 , dite Capacité portante du sol et correspondant théoriquement à des tassements infinis.

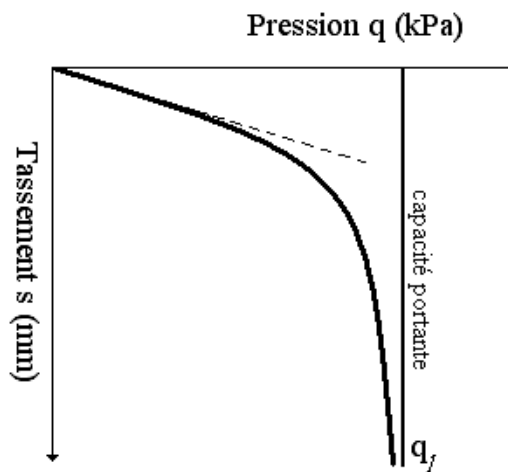


Figure I.1 Allure typique de la courbe de chargement d'une fondation.

I.2.2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Les expériences sur modèles réduits ont permis de mettre en évidence un mécanisme de rupture, schématisé à la figure 1.2a, composé du coin (I) en état actif et solidaire à la fondation, et de deux zones latérales du sol (II et III) en état passif tendant à se déplacer vers la surface.

Ce mécanisme est formé d'un réseau de facettes de rupture (lignes de glissement), et le sol en dehors est supposé en état d'équilibre surabondant, donc ne participant pas à la résistance. La zone mobilisée par la résistance du sol dépend de la rugosité de la surface de contact de la base de la fondation avec le sol.

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol et qui sont illustrés sur les figures 1.2.a, 1.2.b et 1.2.c:

On suppose qu'on a une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur D_f au-dessous de la surface du sol. Si on applique une charge $q=Q/A$, avec A l'aire de la semelle, d'une façon progressive sur cette semelle, on observe un tassement qui croît avec l'intensité de la charge.

I.2.2.a Un mécanisme de cisaillement généralisé: caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants (figure I.2.1);

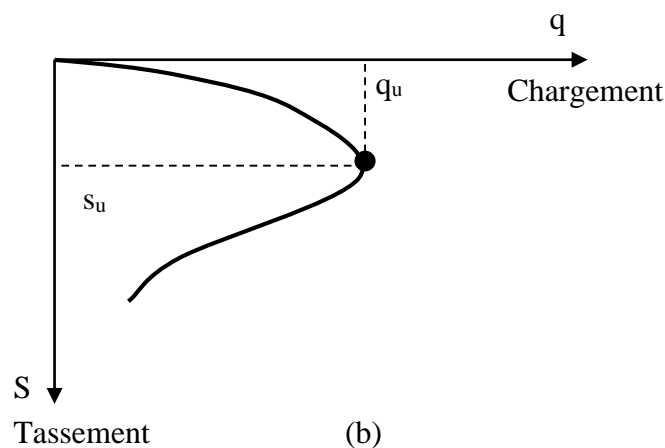
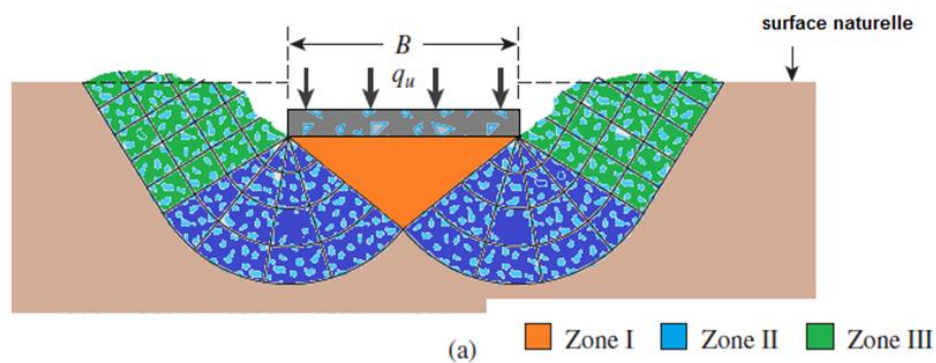
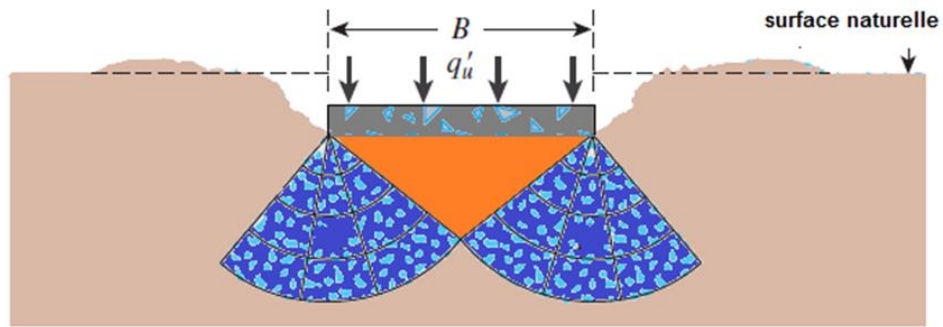


Figure I.2.1 Rupture par cisaillement générale.

I.2.2.b Un mécanisme de cisaillement localisé : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (figure I.2.2);



(a) ■ Zone I ■ Zone II

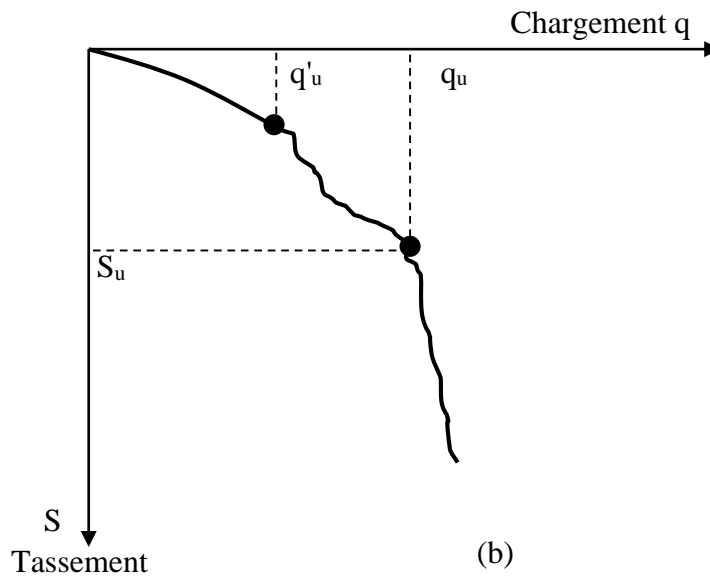


Figure I.2.2 Mécanisme de cisailment localisé.

I.2.2.c Une rupture par poinçonnement: La figure I.2.3 montre la même fondation, mais cette dernière surmonte un sable lâche ou un sol argileux. Pour ce cas, la courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la même figure. Une valeur maximale de charge par unité de surface, q , n'est jamais observée. La capacité portante ultime (q_u) est définie comme le point où le rapport $\Delta S/\Delta q$ devient le plus grand et à peu près constant. Ce type de rupture dans le sol est appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface du terrain.

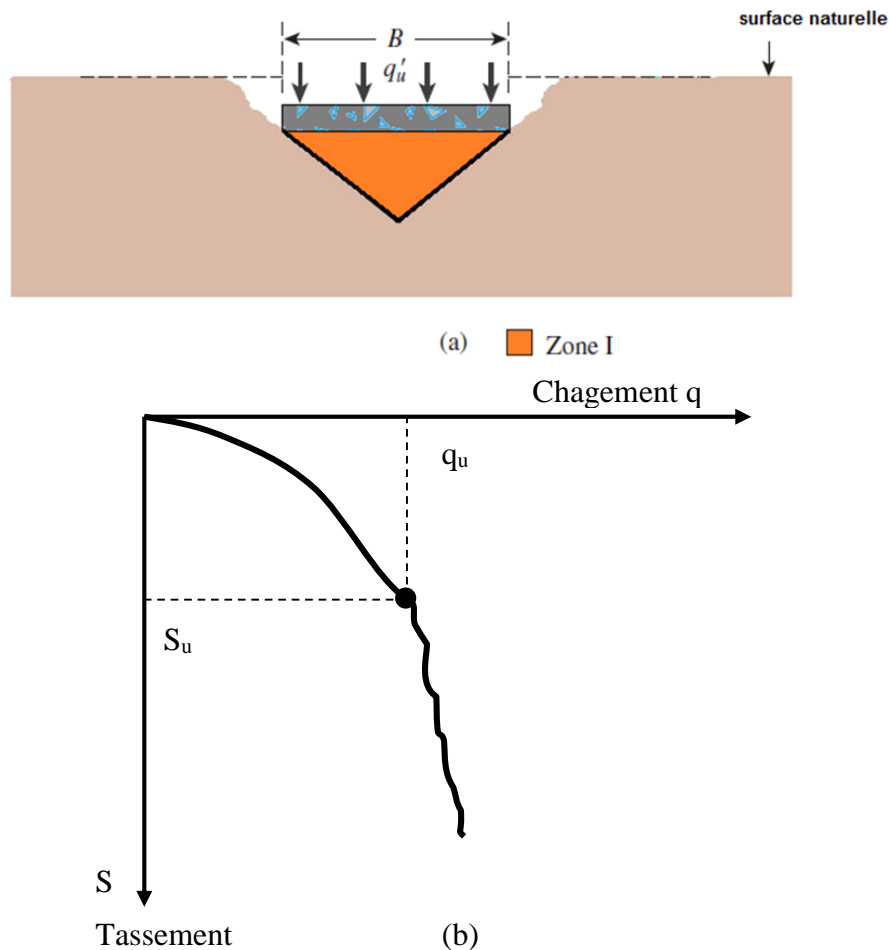


Figure I.2.3 Mécanisme de rupture par poinçonnement.

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (dés enchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.) ;
- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).
- La nature de rupture dans le sol à la charge ultime est en fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par

rapport à la largeur de la largeur de la fondation B , et le rapport de la largeur à la longueur B/L de la fondation.

La nature de la rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par rapport à la largeur de la fondation (B), et le rapport de la largeur à la longueur (B/L) de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par Vesic [1] qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ces résultats est montrée dans la figure 1.3. Dans cette figure, D_r est la densité relative du sable, et R le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit :

$$R = A / P$$

Où :

A : surface de la fondation = $B.L$

P : périmètre de la fondation = $2(B + L)$

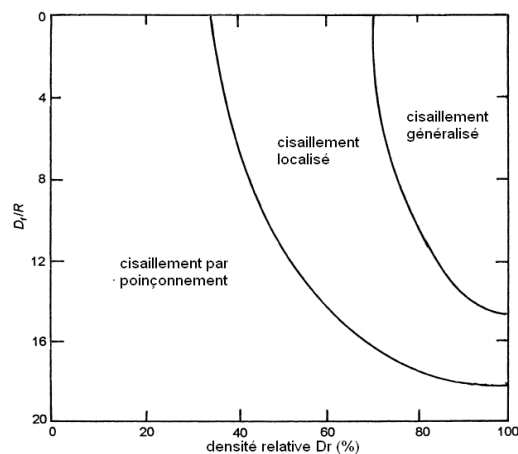


Figure I.3 Nature de la rupture d'une fondation dans un sable d'après Vesic (1973).

I. 3 Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés.

On distingue:

- la forme des fondations (carrées, rectangulaires ou circulaires).
- L'inclinaison du sol (sol horizontal, sol incliné, bord de talus).
- Les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- Interaction sol-structure (contact rugueux, contact lisse).
- les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),

- l'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

Les méthodes de calcul ont été développées progressivement au fur du temps. Elles doivent beaucoup à quelques auteurs Terzaghi [2], Meyerhof [3], Brinch Hansen [4], Caquot & Kérisel [25] et Vesic [1]...etc. qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

L'analyse limite et sa généralisation, le calcul à la rupture, définissent des règles d'encadrement des charges limites par une approche dite statique ou par l'intérieur et une approche dite cinématique ou par l'extérieur. Sous certaines conditions, ces deux approches convergent vers une solution unique, qui est à la fois statiquement et cinématiquement admissible, c'est à dire vérifie toutes les conditions aux limites imposées et respecte les critères de stabilité.

I. 4 Bases conceptuelles des calculs de stabilité

On peut analyser la stabilité des fondations superficielles, mais aussi des autres ouvrages géotechniques, de différentes manières à savoir :

- Par analyse d'équilibre limite.
- Par analyse limite.
- Par des calculs en déformations.
- Par des corrélations avec des essais in situ.

I.4.1. L'analyse d'équilibre limite

L'analyse d'équilibre limite s'applique en fonction des principes de base de la mécanique des matériaux et des structures. Les équilibres de forces ont vu leur première application géotechnique dans les travaux de (Coulomb [26]). L'idée est que tout solide en équilibre (comme l'est un ouvrage géotechnique avant la rupture) est soumis(e) à un système de forces et moments en équilibre. La référence aux parties de solides en équilibre permet de raisonner aussi sur les forces internes, donc sur les contraintes, et de définir deux principes :

- les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées (forces et moments résultants égaux à zéro) ;
- les forces internes ou contraintes doivent être inférieures ou égales à la résistance des sols et des autres matériaux existant dans le solide considéré.

$$\left| \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \sum F_i = 0 \text{ (Forces)} \\ \sum M_j = 0 \text{ (Moments)} \end{array} \right. \quad (1a) \\ \text{Charge} \leq \text{Resistance} \quad (1b) \end{array} \right| \begin{array}{l} \text{div} \sigma + f_i = 0 \quad (2a) \\ \sigma \text{ satisfait les conditions aux} \\ \text{limites en forces et contraintes} \\ \text{Contraintes } \sigma \leq \text{Resistance} \quad (2b) \end{array}$$

La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de (Rankine [27], de (Massau [28], de (Caquot [29]. La résolution des équations a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par la méthode dite des caractéristiques Sokolovski [30].

I.4.2 L'analyse limite

La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture. L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements. L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture de Salençon [31].

Deux théorèmes limites ont été établis, qui définit deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures :

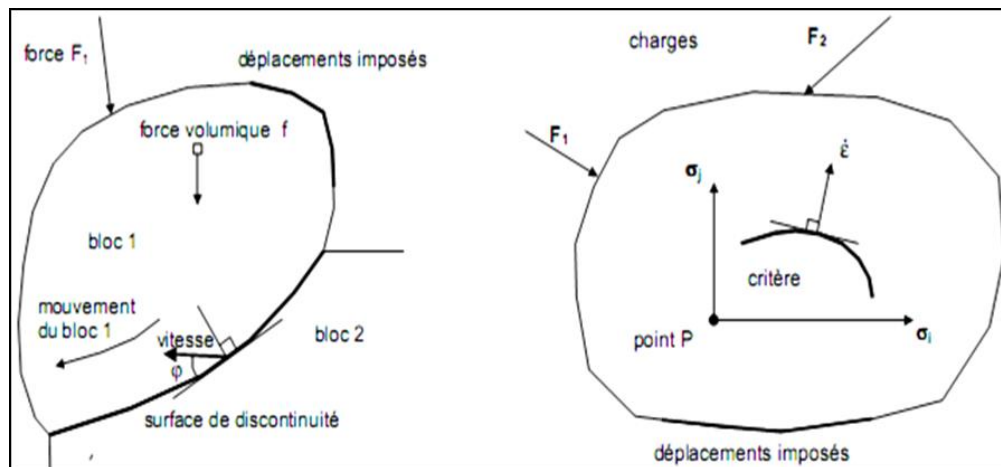
- selon le théorème des bornes supérieures, si le travail d'une force externe associé à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture.

Cette approche, dite cinématique, consiste à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol.

- selon le théorème des bornes inférieures, si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

La méthode cinématique a connu une grande popularité que la méthode statique et de nombreuses bornes supérieures ont été proposées pour la portance des sols. Les mécanismes de rupture

correspondant à ces bornes supérieures comportent des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantanée fait un angle avec la surface de contact (Figure I.4a) et des zones de déformation plastique, où la loi d'écoulement plastique associée détermine la géométrie et l'extension de la rupture (Figure I.4b). L'angle φ entre la vitesse de déplacement et la surface de discontinuité explique la forme de la spirale logarithmique des surfaces de rupture dans de nombreux modèles de calcul à base de blocs. On ne peut comparer directement les analyses d'équilibre limite et les calculs d'analyse limite, qui ne résolvent pas les mêmes équations et posent différemment le problème de l'équilibre limite. Même si l'analyse limite paraît plus proche des concepts modernes de la mécanique, elle comporte aussi des approximations fortes qui peuvent l'éloigner de la réalité des sols, tandis que la force de l'analyse d'équilibre limite réside dans le choix de mécanismes de rupture inspirés des modes de rupture observés et la grande expérience acquise dans son utilisation est celle de Magnan et Droniuc [32].



a. Rupture par blocs

b. Rupture par déformation du massif

Figure I.4 Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite.

I.4.3 Calculs en déformation

Dans les sols, la rupture est toujours précédée de déformations, plus importantes et visibles dans les sols. La rupture peut être repérée par l'amorce de grands déplacements lors de la rupture des matériaux (ruptures de remblais sur sols mous, glissements de terrain, par exemple), mais aussi par une augmentation des mouvements de terrain, sans instabilité réelle (fondations superficielles et fondations profondes), le cas des soutènements étant intermédiaire (la rupture côté poussée est généralement confinée et la rupture côté butée est la vraie cause de l'instabilité). La rupture peut donc être définie en termes de déplacements,

à condition de savoir calculer des déformations non linéaires et qui se concentrent si nécessaire sur des surfaces de rupture.

Les calculs d'équilibre limite et d'analyse limite supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges. Dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps comme le montre la figure I.5.

L'approche en déplacement du calcul de stabilité est à la fois la plus naturelle, car elle suit l'évolution des terrains et des ouvrages depuis leur état initial jusqu'à la rupture, et la plus exigeante car elle nécessite de connaître la déformabilité des matériaux en plus de leur résistance. Les paramètres de déformabilité des sols sont particulièrement sensibles aux conditions de prélèvement des carottes pour les essais de laboratoire et aux conditions d'exécution des essais in-situ. Mais on rencontre aussi des difficultés pour spécifier l'état initial des contraintes dans le sol, qui conditionne l'étendue de la plage élastique avant d'atteindre le critère de plasticité et le passage à un mode de déformation différent. Le perfectionnement des outils de calcul de stabilité en déplacements est toutefois une voie d'avenir, notamment pour les ouvrages complexes.

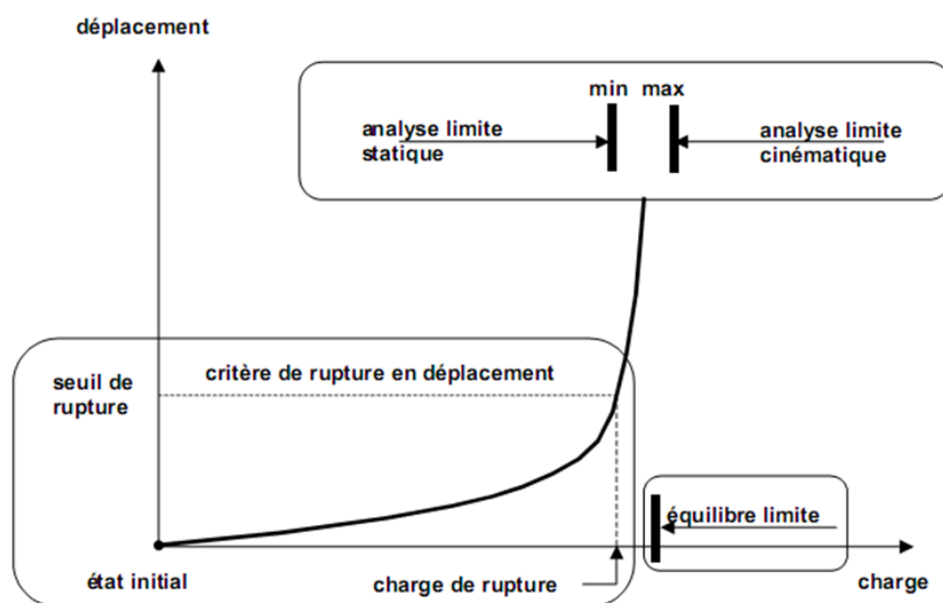


Figure I.5 Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite.

I.4.4 Les méthodes dérivées des essais en place

Les essais en place (pénétromètre statique et dynamique, scissomètre, essais de pénétration de carottier \hat{R} SPT, préssiomètre,) complètent depuis plus de cinquante ans les essais de laboratoire pour la caractérisation mécanique des sols, notamment pour les sols où l'on ne peut prélever d'échantillons

représentatifs. Leurs résultats sont parfois exploités pour obtenir par corrélations analytique des paramètres de résistance utilisables pour l'analyse d'équilibre limite ou l'analyse limite (c_u , c' et φ'). Mais ils sont souvent utilisés directement pour évaluer la charge limite du massif de sol par des formules simples, du type de celle utilisée pour déduire la portance de la pression limite pressiométrique (Ménard) :

$$q_{max} = k(p_1 - p_0) + q_0 \quad (1.3)$$

1.5 Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

En distingue différentes méthodes développées au fur du temps pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle.

1.5.1 Théorie de Rankine (1857)

Afin d'étudier l'équilibre qui règne sous la semelle, Rankine a considéré le cas le plus simple d'une semelle filante reposant sur massif homogène de sol ayant une cohésion c et un angle de frottement φ donnés.

La fondation est de largeur B et ancrée dans le massif à une profondeur D_f ,

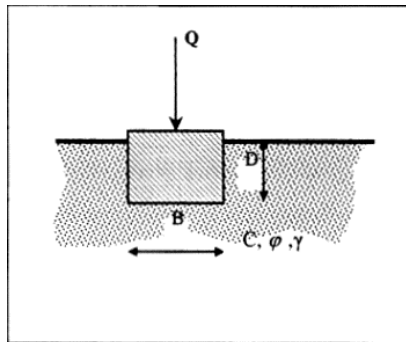


Figure I.6 Semelle reposant sur un sol (c, φ).

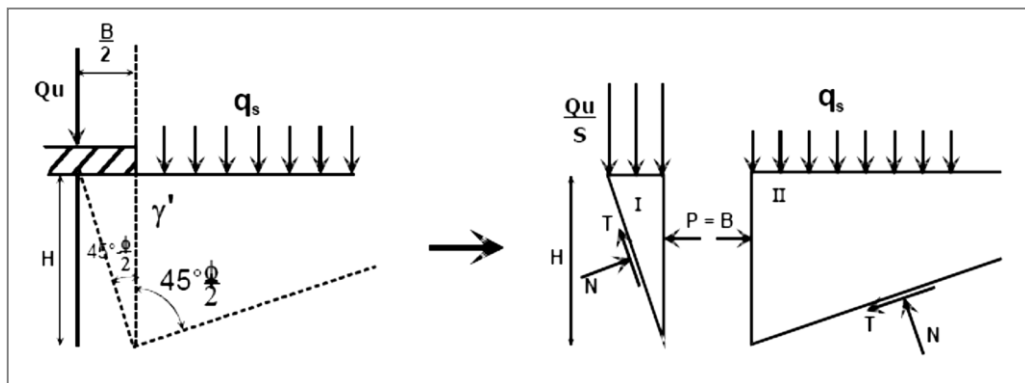


Figure I.7 Les coins de Rankine [27].

Par symétrie par rapport à l'axe de la fondation, Rankine a formulé l'hypothèse d'existence sous la semelle de deux coins (I et II), le premier se trouvant directement sous la demi-semelle dans un état d'équilibre passif et le second se trouvant à l'extérieur dans un état d'équilibre actif. Le coin I agit donc en véritable écran de butée et de poussée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact d'un écran. Dans ces conditions, la détermination de la force de butée le long de la ligne qui limite les deux blocs I et II est aisée ;

Pour le cas passif (coin II) nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \cdot H \quad (I.1)$$

$$D'où : K_p = \tan^2 \cdot \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (I.2)$$

Pour le cas actif nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \cdot H \quad (I.3)$$

$$D'où : K_a = \tan^2 \cdot \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (I.4)$$

Les deux résultantes sont supposées avoir une même magnitude, alors on peut écrire :

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \cdot H + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \cdot H \quad (I.5)$$

L'expression qui donne la charge maximum que supportera la semelle :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \left(\frac{1}{K_a}\right) \cdot (K_a - K_p) + \frac{2 \cdot c}{K_a} \cdot (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) + q \cdot K_p^2 \quad (I.6)$$

Mais

$$K_p = \frac{1}{K_a} ; \quad \text{Alors d'après la figure I.7}$$

$$H = \frac{B}{2 \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{B}{2 \cdot \sqrt{K_a}} \quad (I.7)$$

Alors, l'expression de q_u devient :

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot K_p^{\frac{3}{2}} \cdot (K_p - K_p^{-1}) + 2 \cdot c \cdot K_p \cdot (K_p^{-1/2} + K_p^{1/2}) + q \cdot K_p^2 \quad (I.8)$$

Ou bien ;

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(K_p^{\frac{5}{2}} - K_p^{1/2}\right) + 2 \cdot c \cdot (K_p^{3/2} + K_p^{1/2}) + q \cdot K_p^2 \quad (I.9)$$

Qui s'écrit sous la forme condensée :

$$\text{La capacité portante : } \mathbf{q_u} = \mathbf{qN_q} + \mathbf{cN_c} + \frac{1}{2}\mathbf{B\gamma N_\gamma} \quad (\text{I.10})$$

Avec;

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left(K_p^{\frac{5}{2}} - K_p^{\frac{1}{2}} \right) \quad (\text{I.11})$$

$$N_c = 2 \cdot \left(K_p^{\frac{3}{2}} + K_p^{\frac{1}{2}} \right) \quad (\text{I.12})$$

$$N_q = K_p^2 \quad (\text{I.13})$$

Le schéma de Rankine. [27] n'est qu'une approximation très grossière du véritable comportement du sol. En réalité, les expérimentations sur modèles réduits montrent que sous la fondation se forme un coin, limité par des forces planes inclinées qui s'enfoncent avec la semelle et se conduisent en corps solide. Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol-sur-sol.

I.5.2 Théorie de Prandtl (1920)

D'après Prandtl. [5], le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de cette fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O voir **figure I.8**.

Le système est formé par trois zones successives.

- La zone I en équilibre de poussée de Rankine. [27].
- La zone II en équilibre de Prandtl. [5].
- La zone III en équilibre de butée de Rankine. [27].

Dans la zone I et III, la famille de lignes de glissement est formée de droites.

Dans la zone II, une autre famille de ligne de glissement est constituée de courbes. Il s'agit donc d'arc spiral logarithmique de centre A.

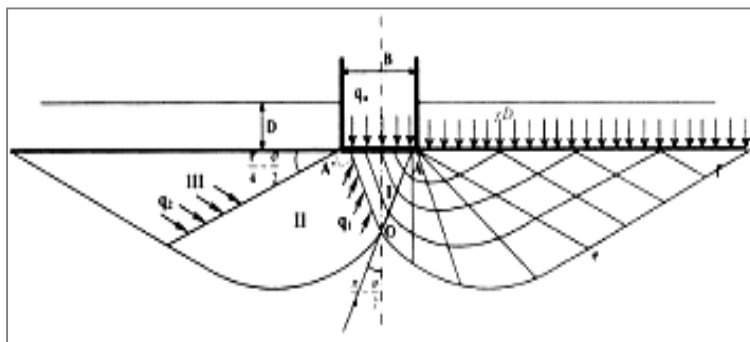


Figure I.8 Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse Prandtl [5].

Le problème se ramène à l'étude de l'équilibre du bloc (AOe) en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul.

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant d'angle de frottement interne φ et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniforme, a été résolu pour la première fois par Prandtl. [5].

On notera q_1 et q_2 les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires AO et Ae. L'équilibre de poussée et de buttée de Rankine dans un milieu non pesant donne :

$$q_1 = q_u \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad q_2 = \gamma \cdot D \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{I.14})$$

On peut traduire l'équilibre du bloc AOe en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces appliquées est nul.

$$\text{Soit, } \frac{AO}{2} \cdot AO \cdot q_1 \cdot \tan \varphi - \frac{Ae}{2} \cdot Ae \cdot q_2 \cdot \tan \varphi = 0 \quad (\text{I.15})$$

$$\text{On a alors : } \frac{AO}{Ae} = e^{-\varepsilon \tan \varphi} \quad (\text{I.16})$$

Donc, q_1 et q_2 sont liés par la relation suivante dans l'équilibre de Prandtl. [5] :

$$\frac{q_1}{q_2} = \left(\frac{AO}{Ae}\right)^2 = e^{-\varepsilon \tan \varphi} = e^{-\pi \tan \varphi} \quad (\text{I.17})$$

Puisque l'angle ε que fait AO et Ae est égale à $\frac{\pi}{2}$

On abouti donc finalement ;

$$\mathbf{q_u} = \gamma \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{tg}^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \mathbf{e}^{\pi \tan \varphi} \quad \text{C'est à dire :} \quad \mathbf{N_q} = \mathbf{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \mathbf{e}^{\pi \tan \varphi} \quad (\text{I.18})$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot, car ces deux auteurs l'on publiée, indépendamment l'un de l'autre vers (1920).

I.5.3 La théorie de Terzaghi (1943)

En 1943 Terzaghi [2] améliorait la solution de Prandtl [5] pour inclure la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. Terzaghi [2] était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance: la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi [2] a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation

filante, présenté ci-dessous figure 1.9. D'après cette figure, la zone de rupture sous la fondation peut être divisée en trois zones principales qui sont :

- Zone *abc* : elle forme la partie triangulaire qui se trouve immédiatement sous la fondation. L'inclinaison des faces *ac* et *bc* est de φ (angle de frottement interne du sol).
- Zone *bcf*: zone de cisaillement radiale (ou saut) de Prandtl [5].
- Zone *bfg*: zone passive de Rankine [27], les lignes de glissement dans cette zone font un angle de $\pm (45-\varphi/2)$ avec l'horizontale.

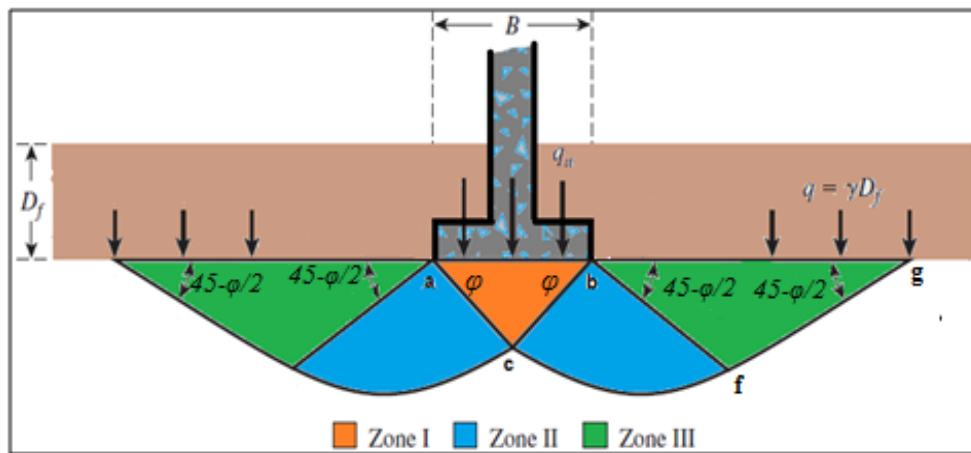


Figure I.9 La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi [2].

Il est à noter que la ligne *cf* est un arc spiral logarithmique défini par l'équation :

$$\rho = \rho_0 e^{\theta t g \varphi} \quad (I.19)$$

Les lignes *bf* et *fg* sont des lignes rectilignes. En principe, la droite *fg* continue jusqu'à la surface du sol, mais Terzaghi [2] à supposer que le sol au-dessus du niveau de la base de la semelle est remplacé par une surcharge $= \gamma D_f$.

La résistance au cisaillement, τ , du sol peut s'écrire donc:

$$\tau = \sigma' t g \varphi + c \quad (I.20)$$

Relation dans laquelle:

τ = contrainte normale effective

c =cohésion

La capacité portante ultime q_u de la fondation peut être déterminée si l'on considère les faces *ac* et *bc* du bloc triangulaire *abc* et obtenir la force passive sur chaque face provoquant la rupture. Il est à noter que la force passive p_p est fonction de la surcharge $q = \gamma D_f$, la cohésion c , le poids volumique γ , et l'angle de frottement interne φ du sol.

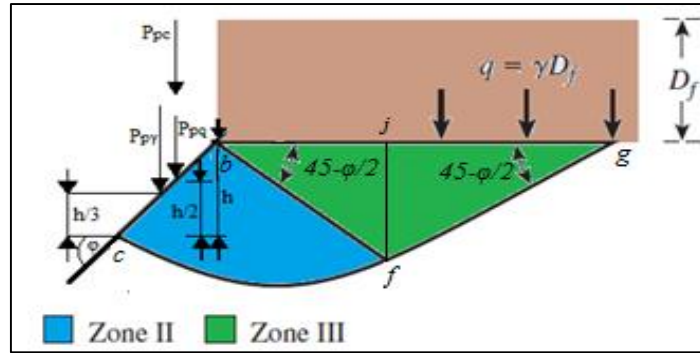


Figure I.10 Force passive sur la face bc du coin abc .

D'après la **figure I.10**, la force passive p_p sur la facette bc par unité de longueur de la fondation est :

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (\text{I.21})$$

Expression dans la quelle p_{pq} , p_{pc} et $p_{p\gamma}$ = force passive avec la contribution de q , c , et γ respectivement.

Il est important de noter que les directions des forces p_{pq} , p_{pc} et $p_{p\gamma}$ sont toutes verticales, puisque la face bc fait un angle φ avec l'horizontale, et p_{pq} , p_{pc} et $p_{p\gamma}$ doivent faire un angle φ avec la normale de bc . Pour obtenir p_{pq} , p_{pc} et $p_{p\gamma}$, on utilise la méthode de la superposition qui nous donne une approximation acceptable de la solution.

➤ **Relation pour P_{pq} ($\varphi \neq 0$, $\gamma = 0$, $q \neq 0$, $c = 0$)**

Considérons le bloc $bcfj$ représenté sur la **figure I.10**. Le centre des courbes spirales logarithmiques dans la zone bcf se trouve exactement au point b . Les forces par unité de longueur se trouvant au niveau du bloc $bcfj$ dues à la surcharge q seule sont représentées dans la **figure I.11**, et sont :

- P_{pq}
- Surcharge q
- La force passive de Rankine $P_{p(l)}$
- La force de frottement résistante (le long de l'arc cf) F

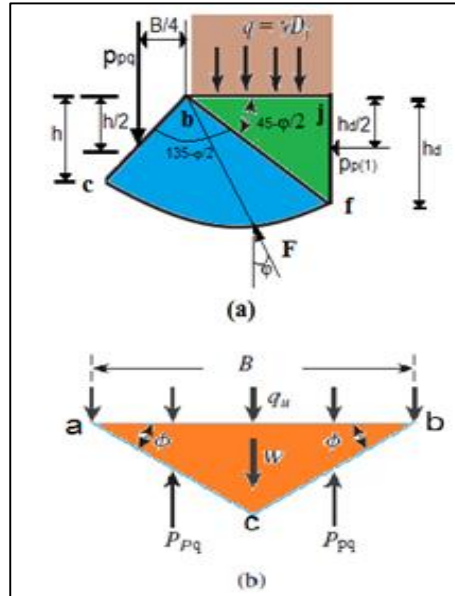


Figure I.11 Détermination de P_{pq} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0$).

La force passive de Rankine peut être écrite comme suit :

$$P_{p(1)} = qk_p H_d = qH_d t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.22})$$

$$k_p = \text{Coefficient de pression passive de Rankine du sol} = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Selon la propriété d'une courbe spirale logarithmique définie par une équation de la forme :

$\rho = \rho_0 e^{\theta t g \varphi}$, la droite radiale à n'importe quel point fait un angle φ avec la normale. De plus, la ligne d'action de la force de frottement F doit passer par b qui représente le centre de la courbe spirale logarithmique (comme montré à la **figure I.11.a**).

En exprimant le moment par rapport au point b et en considérant la stabilité du bloc abc sous la fondation représentée sur la **figure I.11.b**.

$$q_q (B \times l) = 2P_{pq} \quad (\text{I.23})$$

Après quelques transformations mathématiques on aboutit à la relation :

$$q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \right] = qN_q \quad (\text{I.24})$$

➤ **Relation pour P_{pc} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c \neq 0$)**

La **figure I.12** montre la forme du bloc $bcfj$, d'une façon similaire au cas de p_{pq} , le centre de l'arc spiral se trouve au point b . Les forces appliquées au bloc $bcfj$ sont dues à la cohésion et sont représentées également dans la **figure I.12** qui se présente en :

- la force passive p_{pc} ,
- force de cohésion $C=c (bc \times l)$

- Force passive de Rankine due à la cohésion,

$$P_{p(2)} = 2c\sqrt{K_p}H_d = 2cH_d \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (I.25)$$

La force de cohésion par unité de surface le long de l'arc cf, c.

Si on considère les moments de toutes les forces par rapport au point b, on aura

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4}\right) = P_{p(2)} \left[\frac{\rho_1 \sin\left(\frac{\pi-\varphi}{2}\right)}{2} \right] + M_c \quad (I.26)$$

Expression dans laquelle M_c est le moment dû à la cohésion c le long de l'arc cf tel que :

$$M_c = \frac{c}{2\tan\varphi} (\rho_1^2 - \rho_0^2) \quad (I.27)$$

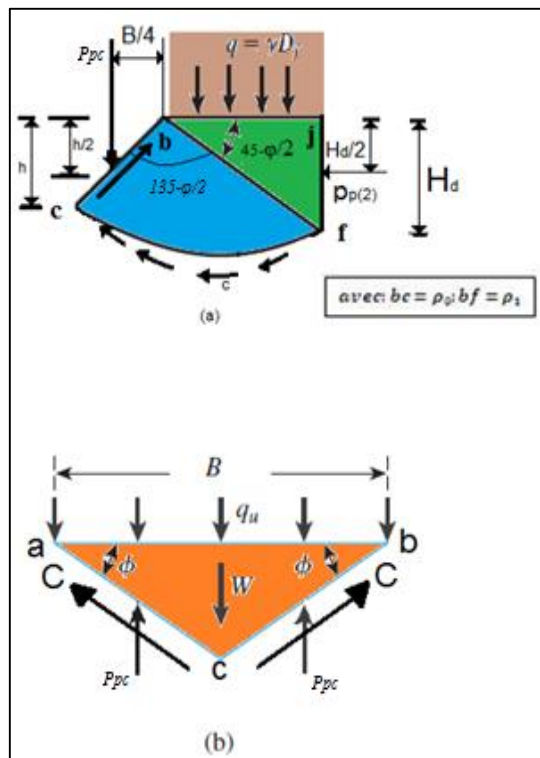


Figure I.12 Détermination de P_{pc} ($\varphi \neq 0, \gamma=0, q=0, c \neq 0$).

En considérant l'équilibre du bloc abc voir **figure I.12.b**.

$q_c (B \times 1) = 2.C.\sin\varphi + 2.p_{pc}$ avec q_c = charge par unité de surface de la fondation et après quelques transformations mathématiques, on aboutit à l'expression :

$$q_c = c \cot\varphi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - 1 \right] = cN_c = c \cot\varphi (N_q - 1) \quad (I.28)$$

➤ **Relation pour $P_{p\gamma}$** ($\varphi \neq 0, \gamma \neq 0, q=0, c=0$)

Contrairement aux schémas de mécanismes de rupture des figures précédentes **figures 9 et 10**, le centre de la spirale logarithmique se trouve au point o le long de la ligne bf et non au point b .

Les forces par unité de longueur appliquées au bloc $bfcj$ sont :

- $P_{p\gamma}$ = La force passive
- W = Le poids du bloc $bfcj$
- F = La résultante de la force résistante de frottement qui s'exerce le long de l'arc cf ,
- $P_{p(3)}$ = La force passive de Rankine

La force passive de Rankine peut être donnée par la relation :

$$P_{p(3)} = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (I.29)$$

On peut remarquer que la ligne d'action de la force F passe par O . en considérant le moment par rapport à o :

$$P_{p\gamma} l_p = W l_w + P_{p(3)} l_R \quad (I.30)$$

Alors que :

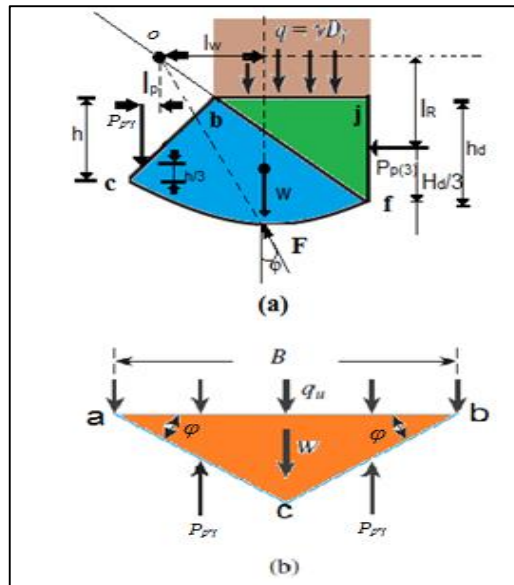


Figure I.13 Détermination de $P_{p\gamma}$ ($\varphi \neq 0$, $\gamma \neq 0$, $q=0$, $c=0$).

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{l_p} (W l_w + P_{p(3)} l_R) \quad (I.31)$$

En considérant maintenant la stabilité du bloc abc représenté dans la **figure I.11b**, on peut écrire que:

$$q_\gamma B = 2P_{p\gamma} - W_w \quad (I.32)$$

Expression dans la quelle:

q_γ = La force par unité de surface de la fondation

W_w = poids du bloc abc

Cependant,

$$W_w = \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \quad (\text{I.33})$$

Et aussi,

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(2P_{p\gamma} - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \right) \quad (\text{I.34})$$

La force passive peut être donnée sous la forme de :

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{B \tan \varphi}{2} \right)^2 K_{p\gamma} = \frac{1}{8} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \varphi \quad (\text{I.35})$$

Où $K_{p\gamma}$ = coefficient de la pression passive des terres en substituant l'Eq. (I.30) dans l'Eq. (I.29) on aura :

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{\tan \varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{I.36})$$

- **Capacité portante ultime**

La charge ultime par unité de surface de la fondation (capacité portante ultime q_u) d'un sol donné possédant une cohésion c et un poids spécifique γ peut s'écrire donc:

$$q_u = q_q + q_c + q_\gamma \quad (\text{I.37})$$

En remplaçant q_q , q_c et q_γ par leurs expressions trouvées précédemment, on aura comme expression de la capacité portante :

$$q_u = q N_q + c N_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \quad (\text{I.38})$$

Où N_q , N_c et N_γ représentent les facteurs de la capacité portante avec:

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{I.39})$$

$$N_c = \cot \varphi (N_q - 1) \quad (\text{I.40})$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{\tan \varphi}{2} \quad (\text{I.41})$$

On trouve dans le **tableau I.1** qui suit, la variation des facteurs de la capacité portante avec l'angle de frottement interne φ donnés par les expressions ci-dessus. Les valeurs de N_γ sont obtenues par Kumbhojkar [33].

Tableau I.1 Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi [2].

φ'	N_c	N_q	N_γ	φ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	16.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	116.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	161.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	416.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Cependant, pour les fondations de forme rectangulaire ou carrée, l'état de déformation plane n'existe pas. Dans ce cas, Terzaghi [2] propose les relations qui suivent:

$$q_u = 1.3cN_c + q.N_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle rectangulaire}) \quad (\text{I.42})$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle circulaire}) \quad (\text{I.43})$$

On attire l'attention sur le fait que plusieurs études expérimentales pour l'évaluation de la capacité portante des semelles superficielles ont été conduites depuis, il en est conclu que les hypothèses formulées par Terzaghi [2] sur la rupture du sol concordent bien. Néanmoins, l'angle que font les faces ac et bc du bloc abc **figure I.10** avec l'horizontale est plus proche à $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ que l'angle

φ formulé par Terzaghi [2]. Dans ce cas, la nature de la surface de rupture sera comme représentée dans la figure I.14.

La méthode de superposition a été utilisée pour obtenir les facteurs de portance N_c , N_q et N_γ . Pour le calcul de N_c et N_q le centre de l'arc logarithmique spiral se trouve à l'extrémité de la fondation, et ce ne sera pas le cas pour le calcul de N_γ .

- **Cas d'un cisaillement partiel**

En ce qui concerne la rupture par cisaillement partiel, Terzaghi propose les relations suivantes :

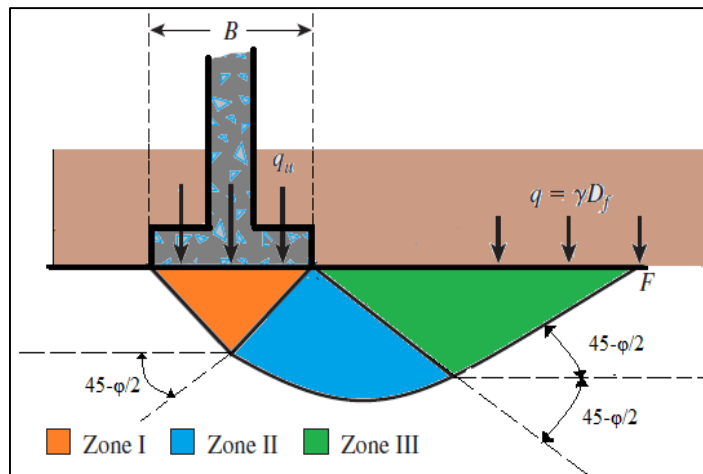


Figure I.14 Mécanisme de rupture modifiée pour une fondation superficielle sous une charge ultime.

Semelle filante ($B/L=0$; L = longueur de la fondation)

$$q_u = c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{I.44})$$

Semelle carrée ($B=L$)

$$q_u = 1,3c'N'_c + qN'_q + 0,4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{I.45})$$

Semelle circulaire ($B = \text{diamètre}$)

$$q_u = 1,3c'N'_c + qN'_q + 0,3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{I.46})$$

Où N'_c , N'_q et N'_γ représentent les facteurs de la capacité portante modifiés

Et $c' = 2c/3$

Les facteurs de la capacité portante modifiés peuvent être obtenus en substituant φ par ;

$\varphi' = \tan^{-1}(0,67 \tan \varphi)$ dans les équations (I.39), (I.40) et (I.41).

Les variations de N'_c , N'_q et N'_γ avec l'angle de frottement φ sont données dans le **tableau I.2**.

Tableau I.2 Facteurs de la capacité portante modifiés donnés par Terzaghi [2].

φ'	N'_c	N'_q	N'_γ	φ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07	27	23,94	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15	28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86	34	52,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65	41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	3,06	42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68	45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39	46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20	49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88				

I.5.4 La théorie de Meyerhof (1963)

Meyerhof [3] explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi [2], avec des expressions établies par Prandl [5] pour N_c , par Reissner [6] pour N_q et par lui-même Meyerhof [3] pour une valeur approchée de N_i , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{I.47})$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.48})$$

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) \quad (\text{I.49})$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton [24] pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.50})$$

$$S_{\gamma} = S_q = 1 \quad \text{Si } \varphi = 0 \quad (\text{I.51})$$

$$S_{\gamma} = S_q = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right); \quad \text{si } \varphi > 10^{\circ} \quad (\text{I.52})$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes (φ_p) que dans les essais triaxiaux (φ_t) :

$$\varphi = \varphi_p = \left(1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (\text{I.53})$$

S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (sous l'eau) et non déjaugé (en l'absence d'eau), de la cohésion c et de l'angle de frottement interne φ_t

- jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes,
- jusqu'à une fois B sous la base des semelles circulaires et carrées.

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.54})$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (\text{I.55})$$

$$d_q = d_{\gamma} \quad \text{si } \varphi > 10 \quad (\text{I.56})$$

Meyerhof [3] indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite :

$$B' = B - 2e \quad (\text{I.57})$$

Semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle Brinch Hansen [4]. Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentremments correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de Schultze [34] et de Meyerhof [3] ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad (\text{I.58})$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad (\text{I.59})$$

En fonction de l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (δ , exprimé en degrés). Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente.

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme

$$q_{max} = cS_c d_c i_c N_c + qS_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2}\gamma B S_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad (\text{I.60})$$

Meyerhof^[41] attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réduction.

I.5.5 La théorie de Vesic (1973)

Vesic [1] présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine [27], a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi [2]. Les recherches modernes partent de l'article de Prandl [5] sur le poinçonnement des métaux, qui a été étendu aux matériaux non pesants à frottement interne par Reissner [6].

La première application de ces solutions au calcul des fondations est due à Caquot [29], qui a inspiré les premières tentatives d'extension des calculs de plasticité aux sols pesants Raes [35] et suggéré la superposition du terme en N avec les deux autres termes de l'équation de la capacité portante. Cette approche a été adoptée à la même époque par Terzaghi [2] et a exercé une influence durable sur tous les travaux ultérieurs.

Vesic [1] a décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de Prandl [5] et Reissner [6] ; pour N_γ , il indique que la solution tabulée de Caquot et Kérisel

[25] peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15 < \varphi_t < 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi \quad (\text{I.61})$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour $\varphi_t = 30$ à 40 degrés) mais exacte pour $\varphi_t = 0$ degré.

L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées.

La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes variés semble une voie plus prometteuse.

Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de l'équation de Terzaghi, Vesic donne les expressions suivantes :

- coefficients de forme :

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_q - 1} \quad (\text{I.62})$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan\varphi \quad (\text{I.63})$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (\text{I.64})$$

- coefficients de profondeur (pour $D/B \leq 1$, d'après Brinch Hansen [4]).

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi) \frac{D}{B} \quad (\text{I.65})$$

$$d_\gamma = 1 \quad (\text{I.66})$$

L'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation est ensuite longuement discuté. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- l'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite ;
- la rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

Cette diminution provient principalement du terme N_γ . Des équations sont proposées pour en tenir compte.

I.6 Critiques générales des méthodes classiques

Les théories que l'on vient d'exposer et qui conduisent à la définition des trois facteurs de capacité portante, soulèvent un certain nombre de critiques :

La première porte sur la forme du coin $OA\bar{A}$. Des expériences minutieuses sur modèle réduit ont montré que les côtés du coin sont loin d'être rectilignes principalement lorsque le rapport B/D est inférieur à 0.5. Pour lever cette difficulté, plusieurs auteurs ont repris l'étude de coin, en adoptant pour OA et $O\bar{A}$ des arcs de lignes de glissement. Biarez a pu montrer, ainsi, que pour les faibles encastresments, il existe certaines formes de coin donnant des résultats plus faibles que pour les coins limités par des droites.

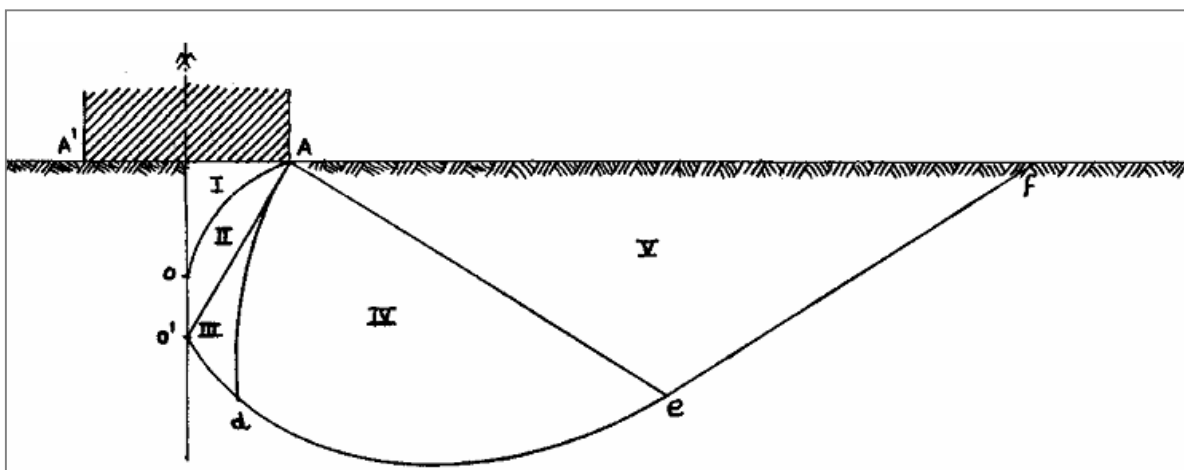


Figure I.15 Schéma de Gorbunov [25].

La figure I.15 montre, dans le même esprit la solution proposée par Gorbunov [25]. Il discerne cinq zones différentes dans le schéma de rupture :

- le coin $AO\bar{A}$ en équilibre surabondant limité par une courbe OA le long de laquelle l'obliquité des contraintes diffère assez nettement de φ (zone I) ;
- une zone $OA\bar{O}$ en équilibre plastique qui complète le coin et sur la frontière $A\bar{O}$ de laquelle l'obliquité de la contrainte est égale à φ (zone II) ;
- les zones III, IV et V, enfin, correspondent au problème classique de la butée. La prise en compte de la courbure du coin élastique conduit Gorbunov [25], à des valeurs de la force portante très nettement supérieures à celles que donne l'application des théories exposées ci-dessus J. Costet. & G. Sanglerat [36].

La deuxième critique porte sur l'évaluation de la butée. Pour calculer son intensité, on a comme dans le cas de la poussée formulée par l'hypothèse de la superposition des états d'équilibre. Plus encore que dans le cas de la poussée, cette hypothèse est une approximation assez grossière, car les lignes de glissement des différents équilibres présentent maintenant une courbure notable et sont loin d'être superposables.

Les vérifications expérimentales de la capacité portante montrent que les formules classiques actuelles sont plutôt dans le sens de la sécurité ; c'est la meilleure justification de l'approximation

faite qui permet de séparer l'effet du poids du sol de celui de la cohésion et de celui de l'encastrement de la fondation dans le terrain, ce qui simplifie beaucoup les calculs.

Une autre approximation a été admise : on a assimilé à une surcharge le terrain situé au-dessus du plan horizontal AA' de la base de la fondation. Il est certain que les lignes de glissement au sein du massif, se prolongent au de-là du plan AA' et que cette approximation est d'autant moins bonne que le rapport B/D est grand.

Au-delà des difficultés et des critiques précédentes, les procédures de calcul classiques, basées sur l'équilibre limite, imposent les directions des plans de rupture et c'est une approximation très grossière. D'autre part les théories précédentes supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec l'angle de dilatation ψ égale à l'angle de frottement φ . Il est bien connu que pour les sols réels ψ est généralement considérablement inférieur à φ .

Quelques solutions ont été effectuées pour les matériaux non associés avec $\psi=0$ telles que les solutions de Davis et Booker [37], et Zienkiewicz et al [38], mais les analyses annoncées de ces études étaient pour des angles de frottement de 30° , et il n'est en aucun cas clair que le même résultat aurait été trouvé pour des angles plus grands.

En définitif, malgré les critiques que l'on peut formuler à l'égard de la théorie de la capacité portante et de l'utilisation des facteurs N_γ , N_q et N_c , ces méthodes restent une approche simple et commode.

I.7 Méthodes numériques

L'évolution des outils de calcul des ouvrages est probablement l'événement majeur du génie civil de la fin du 20^{ème} siècle. Elle ouvre des perspectives infinies dans la mesure où la puissance des ordinateurs continue de croître dont l'emploi des éléments finis en génie civil offre à l'ingénierie un outil sans équivalent pour que l'analyse numérique des problèmes de génie civil se généralise dans les meilleures conditions dans le monde des projeteurs et ingénieurs d'études.

Contrairement aux méthodes classiques qui utilisaient des configurations géométriques assez simples pour lesquelles on pouvait obtenir des solutions analytiques limitées aux analyses élastiques et plastiques, la méthode des éléments finis fait disparaître les limitations d'ordre géométrique et permet de représenter plus finement les ouvrages réels. Elle permet aussi de compliquer les lois de comportement des matériaux naturels ou industriels de génie civil.

La modélisation des ouvrages de génie civil n'est pas réductible à la connaissance de données liées aux seuls aspects structuraux et rhéologiques des constructions. Il faut établir un modèle d'ouvrages à partir de composantes corrélées (qui peuvent être simplificatrices) de structure et de matière. Il faut mettre en œuvre l'interaction structure-matière qui crée la

spécificité de l'ouvrage : caractériser un schéma mécanique, choisir des lois de comportement ou de fonctionnement, spécifier des conditions, construire un modèle discret, adopter des techniques de résolution, valider une démarche...

Les méthodes numériques représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont des outils extrêmement puissants. Elles présentent l'avantage que les hypothèses simplificatrices, surtout pour les terrains naturels stratifiés, sont de plus en plus faibles que les méthodes classiques d'équilibre limite. Les méthodes de résolutions numériques discrétisent le sol en mailles et emploient des algorithmes pour assurer les exigences statiques et cinématique simultanément.

Mais ces méthodes souffrent de la possibilité que la discrétisation adapté peut mener aux erreurs dans la solution.

I.7.1 Modélisation des fondations superficielles

Lorsque des problèmes d'interaction interviennent entre le sol et des structures ou lorsqu'une fondation doit être construite à proximité d'un ouvrage préexistant, une modélisation en élément finis peut apporter des informations utiles sur le fonctionnement de l'ouvrage, sur les champs de déplacement et de contrainte, et ainsi compléter une étude géotechnique classique. Ainsi, les modélisations de fondations superficielles peuvent être divisées en trois catégories :

- Les modélisations en déformation plane (semelles filantes, radiers parallélépipédiques de grandes dimensions, etc.)
- Les modélisations en symétrie de révolution ou axisymétrique (fondations circulaires, réservoirs cylindrique, etc.)
- Les modélisations tridimensionnelles lorsque aucune simplification géométrique n'est possible (forte hétérogénéité des couches de sol, plates-formes pétrolière, fondation de centrale nucléaire, interactions tridimensionnelles avec d'autre ouvrage, etc.).

Selon le problème posé et l'étude choisie, il est possible en théorie de modéliser un problème de fondation de trois manières différentes en considérant : soit la fondation et les structures sans le sol, soit le sol et la fondation sans les structures, soit enfin l'ensemble constitué par le massif de sol, la structure et l'interface.

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur étudie l'effet de la réaction du sol sur la fondation et éventuellement sur les structures. La réaction du sol est représentée par des ressorts linéaires ou non linéaires, dont le comportement est caractérisé par une proportionnalité entre le déplacement vertical et la contrainte verticale. Le coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction ou

coefficient de raideur (N/m^3). Si ce coefficient est constant, la réaction du sol est linéaire. D'une manière générale, cette approche est critiquable, car elle ne considère qu'une interaction unidimensionnelle et ignore les interactions entre colonnes de sol et la nature de l'interface sol-fondation.

I.7.2 Modélisation du sol et de la fondation sans les structures

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur s'intéresse essentiellement aux déplacements verticaux et aux tassements différentiels à la surface du massif de sol. Une telle modélisation nécessite la connaissance des conditions de transmission des charges dues aux structures vers la fondation. Plusieurs cas peuvent être envisagés.

I.7.2.1 Cas d'une Fondation à la géométrie complexe

Si la géométrie de la fondation est complexe, il est nécessaire de la représenter par des éléments finis de massif seul ou par un assemblage de coques et de poutres composées avec des éléments de massif, auxquels sont affectées des propriétés mécaniques bien supérieures à celles du sol. Des éléments d'interface peuvent également être pris en compte. L'exemple typique est une fondation tridimensionnelle ou une fondation ancrée dans le sol. La fondation a alors une rigidité finie ; elle n'est ni parfaitement souple, ni parfaitement rigide. Les charges appliquées sont ainsi distribuées à l'interface sol fondation par la loi de comportement du matériau (béton, métal, bois). La technique de construction elle-même est parfois modélisée en plusieurs étapes de calcul (excavation sur plusieurs mètres, mise en place de la fondation, installation d'ancrage, remblaiement, etc.).

I.7.2.2 Cas d'une fondation rigide

Si la fondation est supposée rigide (indéformable), à base de forme simple (carrée, rectangulaire ou circulaire), elle peut être représentée par une condition de déplacement vertical imposé aux nœuds situés à l'interface. De plus, cette interface peut être lisse (le déplacement horizontal à l'interface n'est pas imposé) ou rugueuse (le déplacement horizontal à l'interface est nul).

Beaucoup de structures de génie civil peuvent être de cette façon assimilées à des fondations rigides, la pression mobilisée par un déplacement vertical imposé est alors obtenue par une moyenne sur les contraintes verticales de la première rangée des points d'intégration situés sous les nœuds de l'interface. Pour une semelle filante rigide, le début de la plasticité est localisé sous la fondation et aux bords de la fondation ; ensuite, celle-ci s'étend en profondeur plus que sur les côtés. L'exemple typique est une semelle en béton.

I.7.2.3 Cas d'une fondation souple

Si la fondation est supposée souple (très déformable), elle peut être représentée par une condition de pression uniforme appliquée directement à la surface du sol. Les déplacements horizontaux et verticaux à l'interface ne sont pas imposés. Pour une semelle filante souple, la plasticité commence au-dessous des bords de la fondation et se propage latéralement puis vers la profondeur. L'exemple typique est le réservoir métallique d'hydrocarbures. Toutefois, d'une manière générale, le type de fondation (rigide ou souple) a relativement peu d'influence sur l'allure de la courbe chargement tassement et les valeurs de la charge limite sont proches.

En revanche, la distribution des pressions de contact entre la fondation et le sol est très différente.

Note : Dans le cas d'un sol pulvérulent ($c = 0$ kPa), la modélisation d'une fondation souple par une pression uniforme conduit souvent à des difficultés numériques et à des temps de calcul considérables. En effet, de fortes contraintes de cisaillement sont générées aux bords de la fondation ; celles-ci ne peuvent être reprises, en termes de critère plasticité, que par le développement progressif des contraintes, normales, ce qui nécessite de nombreux incréments et itération. Pour cette raison, il est souvent préférable d'avoir recours à des déplacements imposés pour modéliser le chargement, si cela est compatible avec les hypothèses du modèle. L'avantage d'une telle représentation est que les équations d'équilibre et de comportement peuvent toujours être satisfaites, généralement en peu d'itérations, même si la rupture est proche.

Si les déplacements imposés ne conviennent pas pour le modèle, une solution consiste à introduire une petite cohésion dans les calculs ; quelques kilos pascals (kpa) arrangent souvent bien les choses. Mais, il faut prendre garde à une telle opération, car le problème mécanique n'est plus tout à fait le même.

Une dernière solution consiste à remplacer la pression uniforme par une pression trapézoïdale (uniforme sur la plus grande partie de la fondation et triangulaire aux bords). Cette approximation permet de réduire les cisaillements mobilisés aux bords de la fondation.

I.7.3 Modélisation du sol, de la fondation, et des structures

Le véritable calcul d'interaction sol-structure réside dans la modélisation de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures, et de leur influence mutuelle par l'intermédiaire de véritables éléments d'interface entre les divers matériaux. Il peut s'agir des cas très complexes pour lesquels la raideur de la structure est importante ou pour lesquels les simplifications ne sont plus évidentes. L'interaction entre le sol, la fondation et les structures recouvre les modes suivants :

- interactions avec le sol environnant

- effet des mouvements du sol sur le comportement des structures
- effet du renforcement de la fondation ou massif de sol.
- Influence de l'état initial des contraintes

Un autre facteur important pour la modélisation reste souvent inconnu : il s'agit de l'état de contrainte initial qui règne dans le sol avant la construction de la fondation. Cet état initial est important car il conditionne, comme les paramètres mécaniques, la réponse en déplacements du modèle d'éléments finis.

Toutefois, pour mener une étude satisfaisante, il faut surtout connaître l'état de contraintes dans le sol une fois la fondation construite et avant l'application des charges dues à la structure. Cet état peut être approché en simulant la construction (calcul par phase) mais le plus souvent, et notamment dans le cas des fondations superficielles peu encastrées, il est raisonnable de supposer que le sol a été peu perturbé par la construction, que l'état de contrainte dans le massif est toujours celui du sol au repos et que ce dernier possède encore ses caractéristiques intactes.

1.7.4 Conseils pour la réalisation des maillages de fondation superficielle

L'utilisation de la méthode des éléments finis nécessite la réalisation d'un maillage et la prise en compte de conditions aux limites du domaine étudié. En particulier, des conditions concernant des déplacements ou des contraintes sont imposées aux frontières du maillage.

Celles-ci peuvent se trouver à une distance « finie » (cas d'une liaison rigide, d'un substratum rigide ou d'un obstacle quelconque empêchant un déplacement) ou « infinie » (déplacement nul à l'infini, état de contraintes imposé).

Dans le cas d'une fondation superficielle isolée, placée dans un massif de sol homogène semi-infini, les frontières latérales et inférieures du modèle peuvent être représentées par des éléments finis ou par des éléments " infinis ". Si des éléments finis sont utilisés, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle **figure 1.16**

L'expérience montre qu'il convient de fixer :

- Les limites latérales du maillage (condition $U = 0$) à environ 10 fois la largeur B de la fondation;
- La limite horizontale inférieure (condition $V = 0$ ou $U = V = 0$) à au moins 6 fois la Valeur de B sous la base de la fondation.
- Un maillage grossier conduit généralement à une réponse charge - tassement trop raide et à une charge limite trop élevée par rapport à la solution exacte ou par rapport aux résultats

fournis par un maillage. De façon plus quantitative, les recommandations suivantes peuvent être précisées :

- Le maillage du massif de sol doit être relativement resserré dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage des interfaces entre la fondation et le sol, dans les régions situées à une distance inférieure à $2B$ autour de la base de la fondation ;
- le rapport de forme (rapport de la plus petite dimension d'un élément fini à la plus grande) des éléments proches d'une fondation superficielle devrait être limité à $1/5$;
- la largeur B' (selon la direction horizontale) du premier élément de sol directement adjacent à la fondation doit être au moins telle que $B' = 0.1 B$, pour décrire de manière satisfaisant les variations du cisaillement aux bords de la fondation ;
- lorsque la stratigraphie du sol, la géométrie de la fondation et celle de la structure, les charge et les diverses conditions de liaison possèdent des symétries remarquables, il faut en profiter pour simplifier le maillage.
- L'étude pour des charges inclinées exige un maillage complet par rapport aux charges verticales, car une charge inclinée ne présente aucune symétrie particulière. De plus, l'inclinaison entraîne l'apparition de zones en traction dans le sol, d'où la nécessité de prendre en compte des éléments d'interface. La base de la fondation peut alors se détacher du massif de sol sur une certaine longueur.

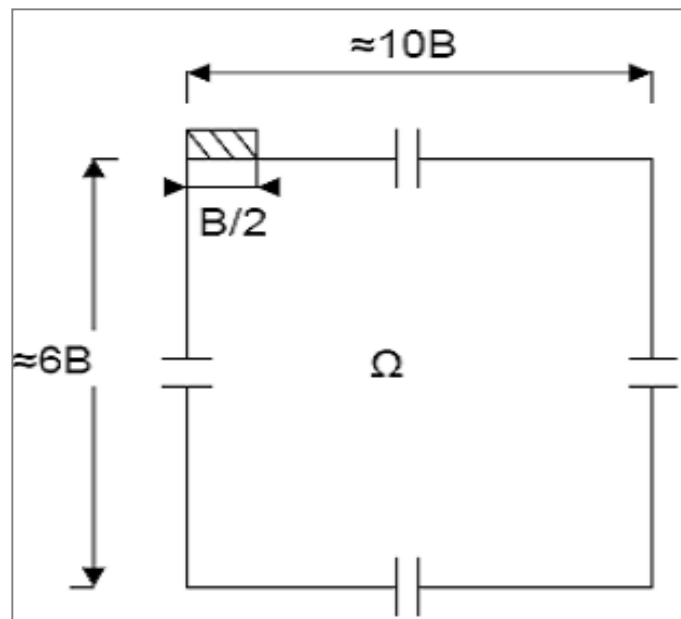


Figure I.16 Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle [39].

I.7.5 Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles

Dans le cas de chargement monotone, de très nombreuses comparaisons ont été menées entre les résultats numériques et les mesures sur ouvrages. Elles permettent de constater aujourd'hui que les lois usuelles de comportement des sols (élastoplasticité parfaite) conduisent à des résultats satisfaisants sous réserve que les autres aspects de la modélisation soient correctement pris en compte (notamment, l'interaction entre le sol et la fondation) et que les paramètres de comportement sont bien estimés.

Dans le cas des chargements cycliques et dynamiques, les études sont moins nombreuses et restent encore délicates à réaliser en raison de la complexité des lois de comportement des sols lorsque les sollicitations ne sont plus monotones.

I.8 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté plusieurs méthodes ont été proposées par beaucoup des chercheurs pour calculer les paramètres de portance. La détermination de la capacité portante ultime par les méthodes classiques existante, sont basées sur l'équilibre limite qui utilisant des hypothèses simplificatrices. La méthode de superposition initiée par Terzaghi [2] pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle chargée verticalement est adoptée actuellement par tous les géotechniciens.

CHAPITRE II : Evaluation de la capacité portante des fondations superficielles sous l'effet de la présence des cavités.

II.1 Introduction

Afin d'estimer l'effet de l'interférence des deux semelles filantes, plusieurs expériences sont également réalisées par divers chercheurs, qu'ils ont fait des essais sur des modèles réduits au laboratoire, pour déterminer les facteurs d'efficacité de l'interférence (ξ_q et ξ_γ) de deux fondations filantes rugueuses reposant sur un sable et étendues à une grande profondeur. Les résultats obtenus montrent généralement des rendements inférieurs à ceux prévus par l'analyse théorique de Stuart [7] qui a supposé une géométrie de la surface de rupture dans la masse de sol similaire à celle considéré par Terzaghi [2].

Généralement les vides souterrains peuvent se former à cause d'une exploitation minière d'un tunnel ou d'une cavité dans une roche soluble.

Les études sur la stabilité des fondations au-dessus des cavités sont rares dans la littérature disponible. En effet, nous présentons dans ce chapitre les différentes méthodes d'estimation de la capacité portante liés à ces cas particuliers tels que l'effet d'interférence et l'effet de la présence des cavités.

II. 2 Les méthodes d'estimation de l'effet d'interférence sur la capacité portante.

Afin d'estimer l'effet de l'interférence sur la variation de la capacité portante de deux fondations étroitement espacées, plusieurs expériences sont également réalisées par divers chercheurs, qu'ils ont fait des essais sur des modèles réduits numériques et expérimentales, pour déterminer les facteurs d'efficacité de l'interférence (ξ_q et ξ_γ) de deux fondations filantes rugueuses reposant sur un sable et étendues à une grande profondeur, dont certaines seront abordées dans ce partie.

II.2.1 Stuart (1962)

Stuart [7] a supposé une géométrie de la surface de rupture dans la masse de sol similaire à celle considérée par Terzaghi [2]. Selon Stuart [7], les conditions suivantes se produisent (Figure 2.1):

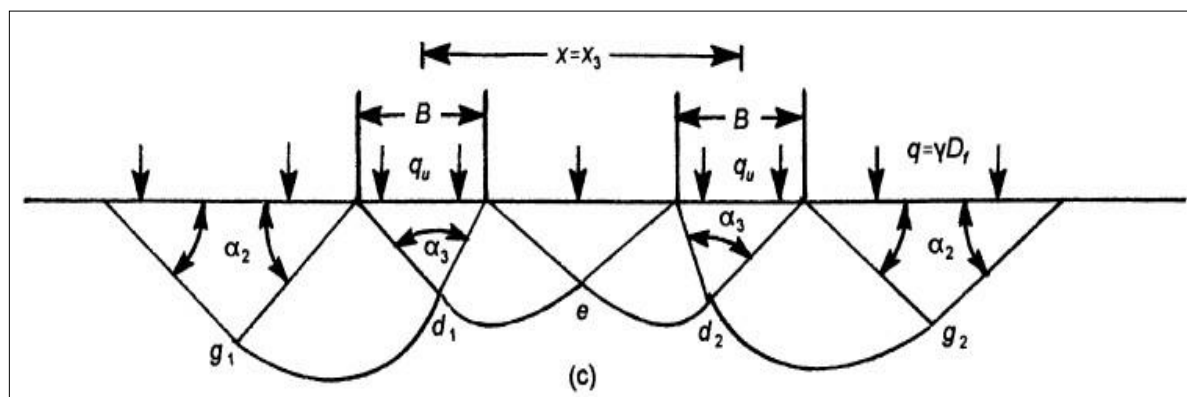
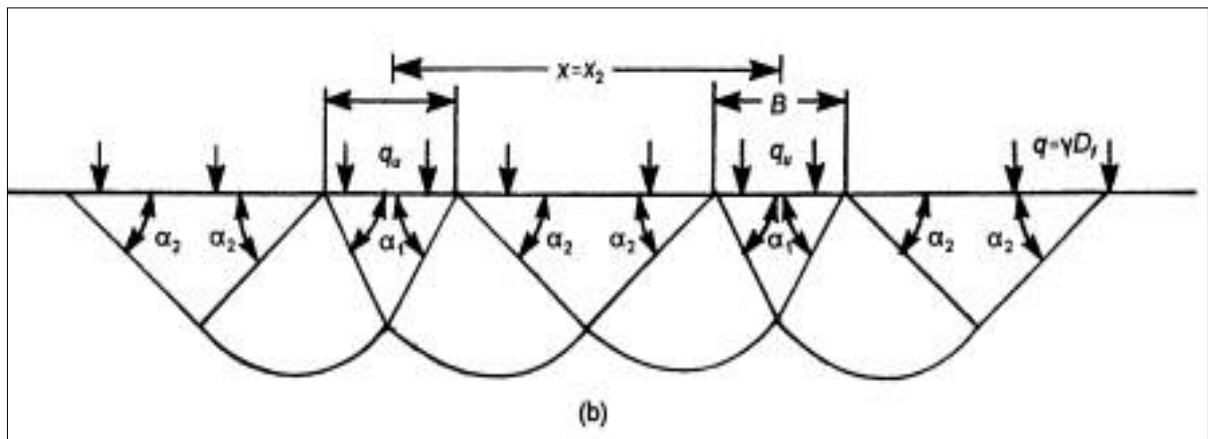
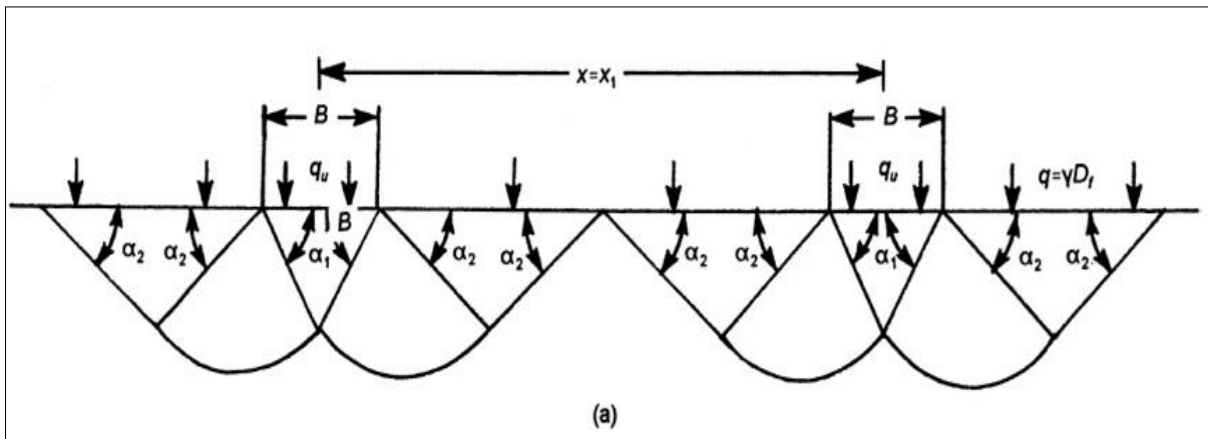
- **1^{er} cas (Figure II.1a) :** Si l'espacement par rapport aux milieux des deux fondations est de $> x_1$, les surfaces de rupture dans le sol sous chaque fondation ne se chevauchent pas.

Ainsi, la capacité portante ultime de chaque fondation filante peut être donnée par l'équation de Terzaghi [2].

Pour $c=0$ l'équation de Terzaghi [2] devient:

$$q_u = qN_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \quad (2.1)$$

Où N_q et N_γ sont les facteurs de la capacité portante de Terzaghi [2].



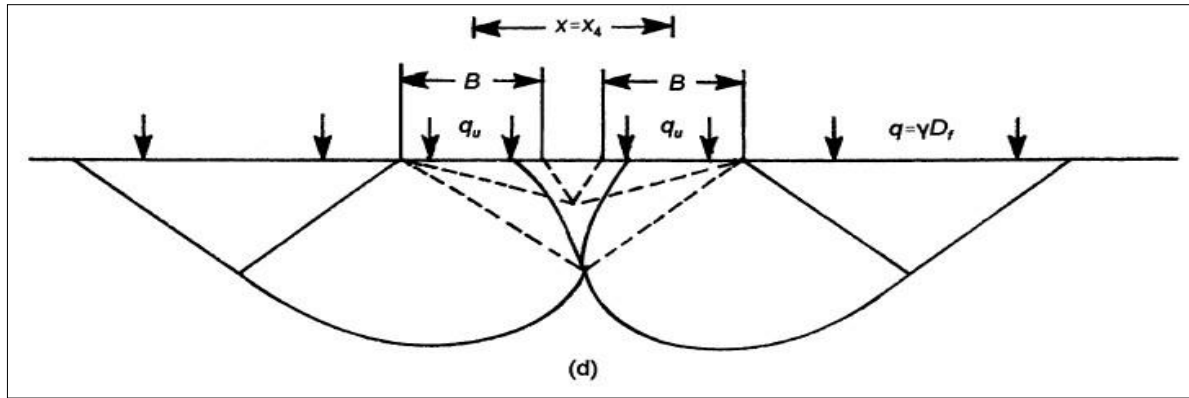


Figure II.1 Surfaces de rupture d'un sol granulaire sous deux fondations rigides filantes étroitement espacées ($\alpha_1 = \varphi$, $\alpha_2 = 45 - \varphi/2$, $\alpha_3 = 180 - \varphi$) [7]. (a) Etat isolée ($X = X_1$), (b) Etat intermédiaire ($X = X_2$), (c) Etat intermédiaire $X = X_3$, (d) Etat de contact.

- **2^{ème} cas** (Figure II.1b) : Si l'espacement entre les milieux des deux fondations est de $x = x_2 < x_1$, les surfaces de rupture dans le sol sous chaque fondation sont telles que les zones passives de Rankine seulement se chevauchent. q_u sera toujours donnée par l'équation (2.1). Toutefois, le tassement à la charge ultime va changer (par rapport au cas d'une fondation isolée).
- **3^{ème} cas** (Figure 2.1c) : C'est le cas pour lequel l'espacement entre les axes des deux fondations filantes est de $x = x_3 < x_2$. On notera que le coin triangulaire dans le sol sous la fondation fait des angles de $180^\circ - 2\varphi$ aux points **d1** et **d2**. Les arcs de la spirale logarithmique **d1g1** et **d1e** sont tangents les uns aux autres au point **d1**. De même, les arcs de la spirale logarithmique **d2g2** et **d2e** sont tangents les uns aux autres au point **d2**.

Dans ce cas, la capacité portante ultime de chaque fondation peut être donnée ($c=0$) comme suit :

$$q_u = q N_q \xi_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \xi_\gamma \quad (2.2)$$

Où ξ_γ et ξ_q = facteurs d'interférence.

Les facteurs d'interférence sont en fonction de x/B et l'angle de frottement ϕ . Les variations théoriques de ξ_q sont donnés dans les figures II.2 et II.3.

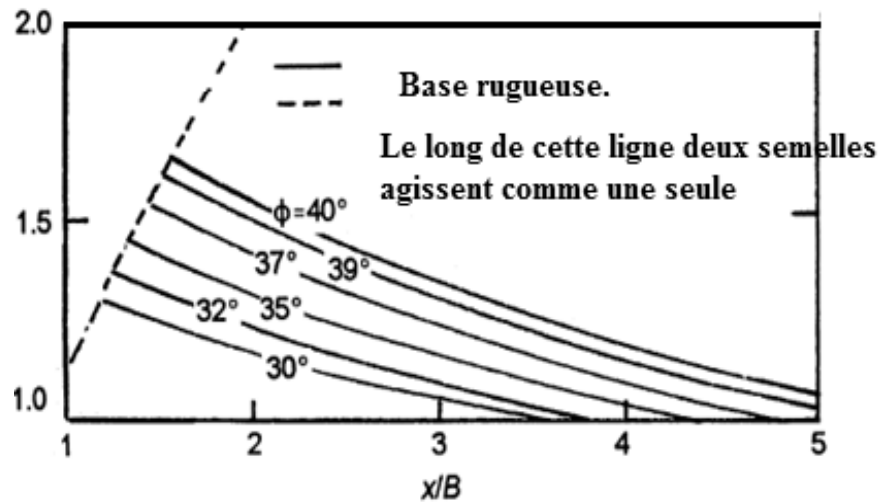


Figure II.2 Facteur d'interférence de Stuart .[7] ξ_q en fonction de x/B .

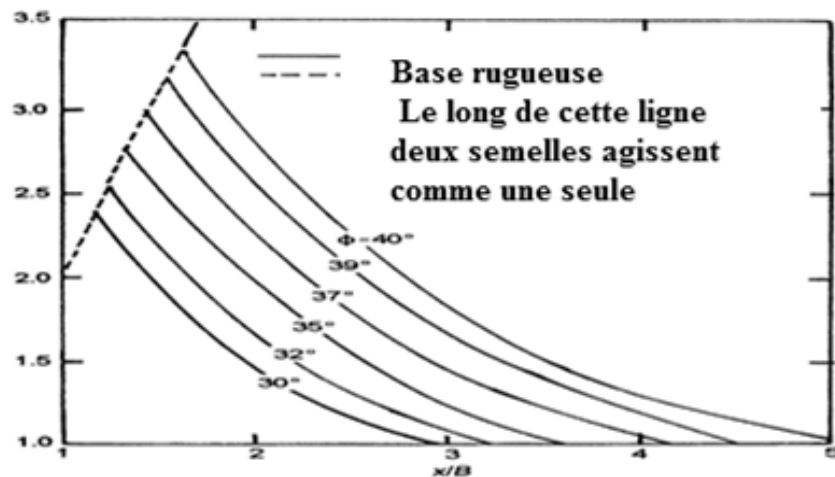


Figure II.3 Facteur d'interférence de Stuart [7] ξ_γ en fonction de x/B .

➤ **4^{ème} cas** (Figure II.1d) : Si la distance entre les fondations est en outre réduite alors un blocage se produit et la paire de fondations agit comme une seule fondation. Le sol entre les deux fondations sera un arc inversé qui se déplace vers le bas avec la fondation quand la charge est appliquée. Lorsque les deux fondations se touchent, la zone d'arc disparaît et le système se comporte comme une seule fondation d'une largeur égale à $2B$. Dans ce cas la capacité portante ultime peut être donnée par l'équation (2.1), avec B remplacé par $2B$ dans le troisième terme.

II.2.2 Das et Larbi-Cherif (1983)

Das et Larbi-Cherif [17] ont conduit au laboratoire des essais sur modèle réduit pour déterminer les facteurs d'efficacité de l'interférence (ξ_q et ξ_γ) de deux fondations filantes rugueuses reposant sur un sable s'étendant à une grande profondeur.

Le sable utilisé dans l'essai sur modèle était très anguleux, et les essais ont été effectués à une densité relative d'environ 60%.

L'angle de frottement ϕ à cette densité est de 39° . Les courbes chargement- déplacement obtenues à partir des essais sur modèle étaient de type cisaillement local.

Les variations expérimentales de ξ_q et ξ_γ obtenues à partir de ces essais sont données dans les figures II.4 et II.5.

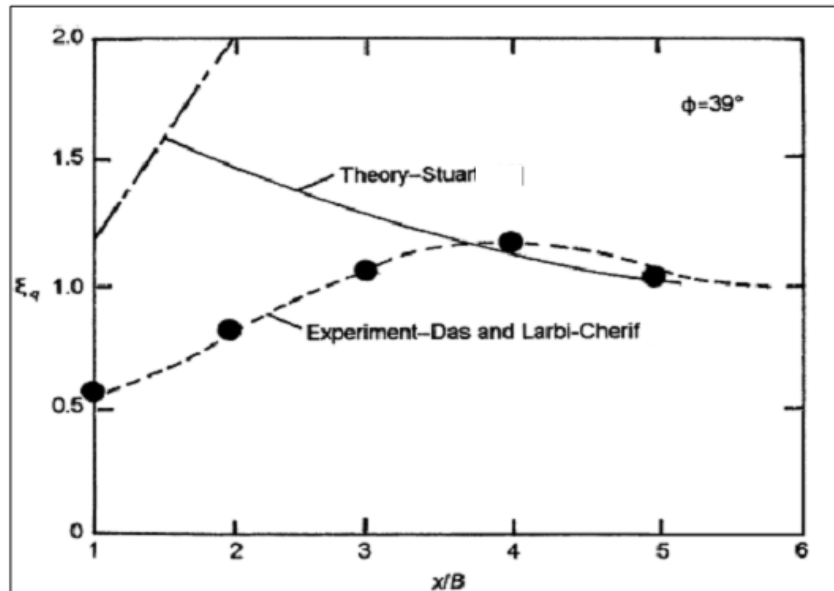


Figure II.4 Comparaison expérimentale et théorique de ξ_q [40].

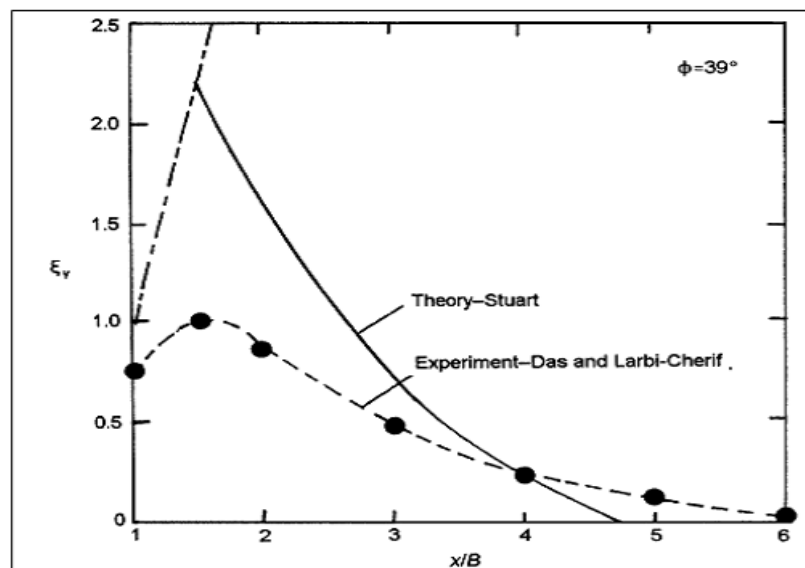


Figure II.5 Comparaison expérimentale et théorique de ξ_γ [40].

Das et Larbi-Cherif [17] ont conclu que les résultats des tests du modèle ont été comparés à l'étude théorique donnée par Stuart [07]. La nature de la variation des facteurs d'efficacité expérimentaux, ξ_q et ξ_γ , associée aux facteurs de capacité portante, N_q et N_r , est similaire à ceux prédits par la théorie. Le tassement de la fondation à la charge de rupture ultime augmente pour $S/B < 4,5$ par rapport à celui d'une fondation isolée.

II .2.3 Kumar et Ghosh (2007)

Kumar et Ghosh [12] ont utilisé la méthode d'analyse limite (borne supérieure) reposant sur un sol sableux pour trouver l'effet d'interférence de deux semelles filantes rapprochées. Afin de proposer une solution sur le mécanisme de rupture et calculer la capacité portante en deux dimensions (déformation plane).

Pour $\varphi = 30^\circ$ et 40° , les valeurs ξ_γ de Stuart [7] ont été comparées avec la solution actuelle. La comparaison des deux théories est présentée sur la Figure II.6a. La comparaison des deux théories est illustrée à la figure II.6a. Pour $s/B > s_{cr}/B$, les valeurs de ξ_γ obtenues dans cette étude se sont révélées plus petites que celles fournies par Stuart [7]. Pour une valeur donnée de φ , les valeurs de s_{cr}/B de Stuart [7] étaient un peu plus élevées.

Les valeurs de ξ_γ ont également été comparées aux données expérimentales de Saran et Agarwal [41], Das et Larbi-Cherif [17] et Kumar et Saran [42]. Les résultats expérimentaux concernent les valeurs de φ comprises entre 37° et 41° . Les résultats théoriques ont été obtenus pour $\varphi = 40^\circ$. La comparaison de tous ces résultats est illustrée sur la Figure II 2.6b.

On peut voir que les résultats de cette approche se comparent raisonnablement aux données expérimentales. Cependant, les valeurs maximales de ξ_γ , associées à s_{cr}/B , prédites à partir de la théorie actuelle se sont avérées généralement plus grandes que les résultats expérimentaux.

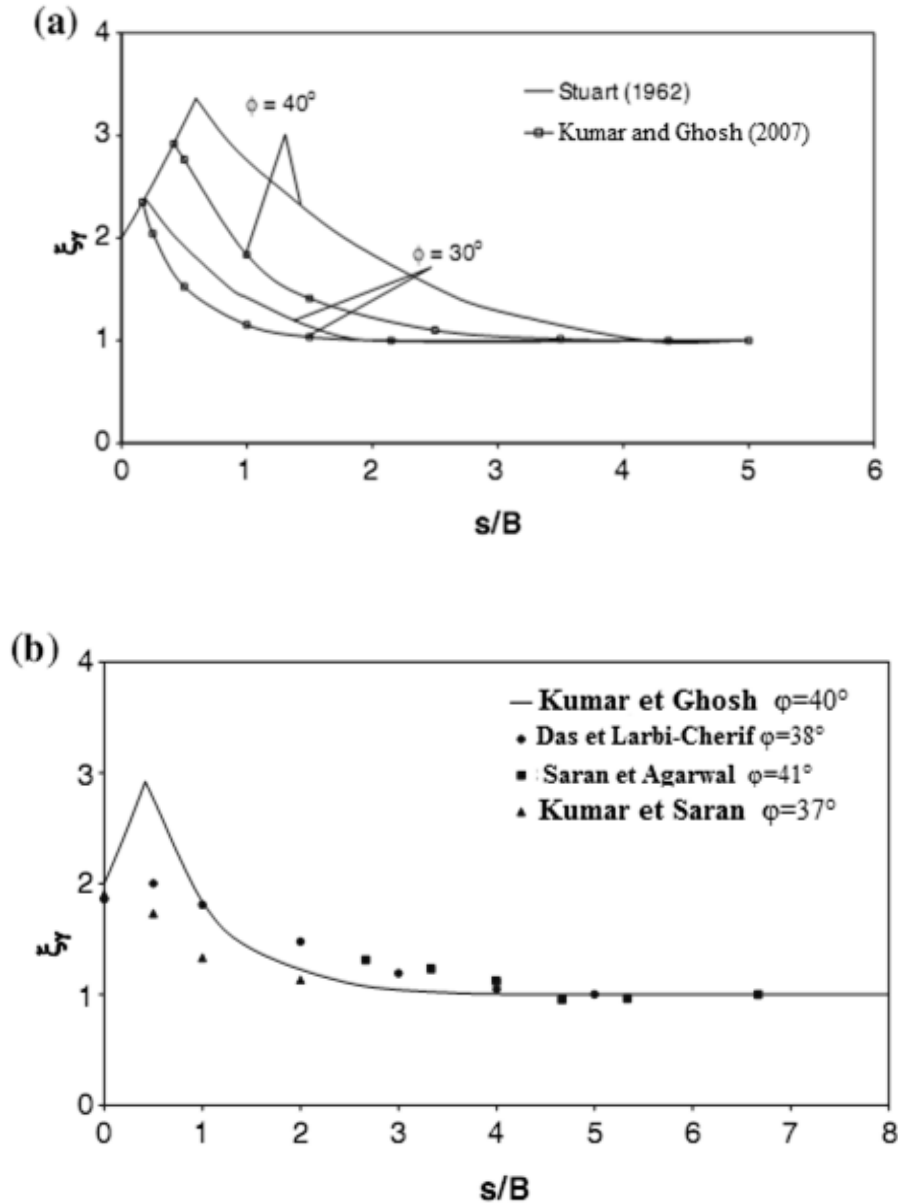


Figure II.6 Comparaison de la théorie obtenue avec la théorie de Stuart (1962) (a) et les résultats expérimentaux (b).

Kumar et Ghosh [12] ont conclu que les résultats obtenus indiquent que Lorsque l'espacement entre les deux semelles devient égal à zéro, la valeur ζ_γ de facteur d'efficacité devient exactement égale à 2,0. La taille de la zone de cisaillement radial au bord intérieur du pied, par rapport à la taille du cisaillement radial au bord extérieur de la semelle, diminue continuellement avec la diminution de l'espacement. Les valeurs ζ_γ se sont révélées généralement plus faibles par rapport à l'analyse de Stuart [7] et correspondent assez bien aux données expérimentales disponibles.

II.2.4 Ghazavi et Lavasan (2008)

Ghazavi et Lavasan [43] ont examiné numériquement par le code de différence finie FLAC le rapport de capacité portante pour des semelles carrées rugueuses situées à la surface d'un sol

sableux homogène renforcé par une géogridde. Le stade de rupture dans le sable a été contrôlé à l'aide du critère de Mohr – Coulomb.

La Figure II.7 présente les résultats des analyses numériques qui ont été obtenus par Ghazavi et Lavasan [43] au moyen d'analyse numérique en utilisant FLAC 3D pour deux fondations filantes qui interfèrent reposant sur un sable, l'analyse théorique de Stuart [7], et les essais expérimentaux de Das et Larbi-Cherif [17]. D'après cette figure, les résultats numériques concordent assez bien avec les résultats des essais expérimentaux.

Il devrait être noté que les modèles de fondations utilisées par Das et Larbi-Cherif [17] ne peuvent pas être complètement rigides et rugueuses.

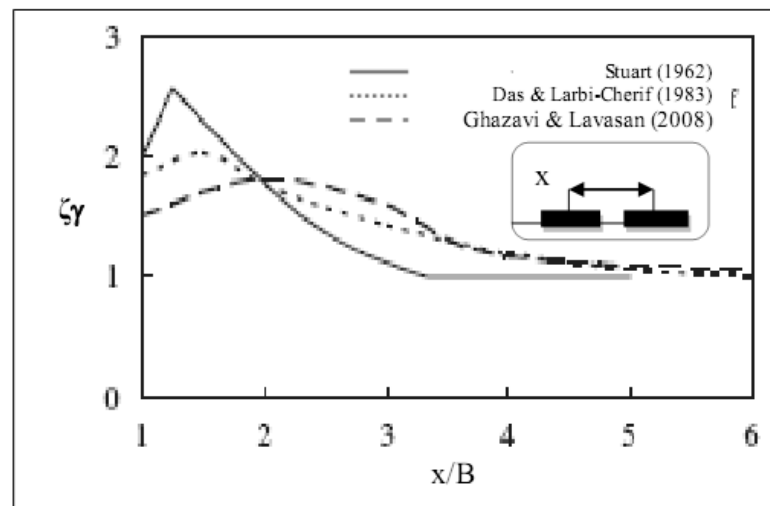


Figure II.7 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et analytiques pour l'interférence de deux fondations filantes [43].

Ghazavi et Lavasan [43] ont conclu que les résultats obtenus indiquent que :

Le renforcement du sol de deux semelles carrées interférentes par une géogridde augmente la capacité portante et diminue la contrainte de cisaillement transmise au sol.

Les rapports critiques de largeur de renforcement, $(b / B)_{cr}$, sont respectivement d'environ 3 et 2,5 pour les sables renforcés à une et deux couches.

La rupture par cisaillement est étendue verticalement jusqu'à une profondeur d'environ $0,8B$ sous la semelle.

II .2.5 Kumar et Bhoi (2008)

Kumar et Bhoi [13] ont travaillé sur l'effet d'interférence de plusieurs semelles filantes reposant sur la surface de couche du sable en effectuant une série de tests sur un modèle réduit. Ces tests ont été effectués en faisant varier la distance horizontale entre les semelles pour percevoir son

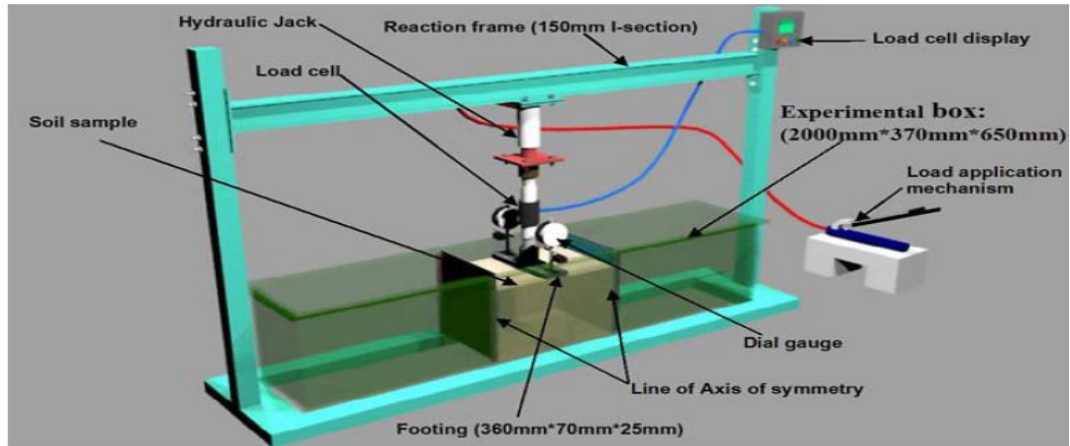


Figure II.8 Dispositif expérimental de Kumar et Bhoi [13].

Effet sur la charge de rupture d'une fondation. En outre, la variation de l'angle de frottement du sable sur les résultats a été également examinée.

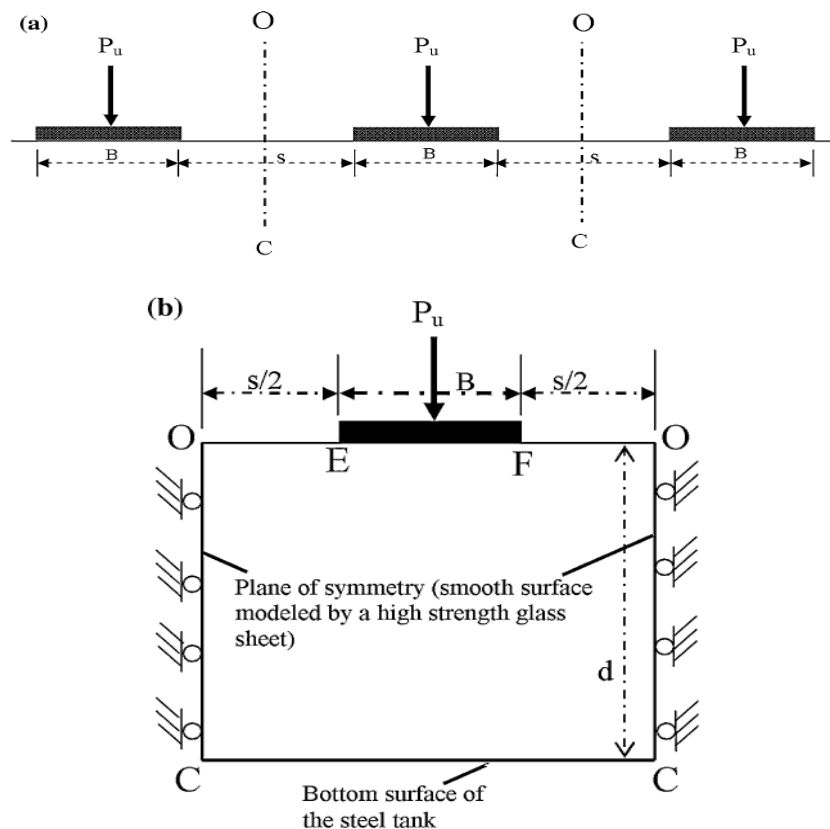


Figure II.9 Présentation du schéma utilisé dans l'étude de Kumar et Bhoi [13].

Kumar et Bhoi [13] ont conclu que les résultats obtenus indiquent que l'effet d'interférence s'est avéré devenir plus important pour un angle de frottement plus élevé de la masse du sol. L'effet de l'espacement sur la capacité portante ultime était similaire à celui rapporté par la théorie disponible dans un sens qualitatif.

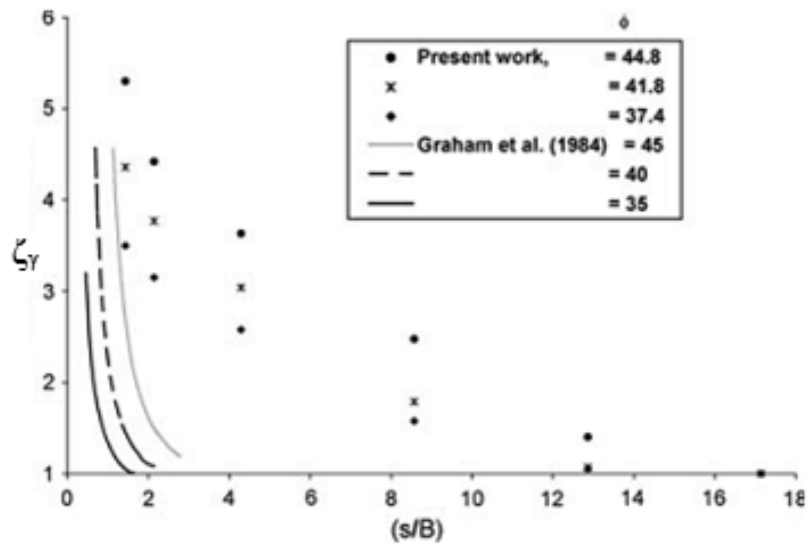


Figure II.10 Comparaison des résultats expérimentaux avec la théorie de Graham et al [44].

II.2.6 Lee et Eun (2009)

Lee et Eun [14] ont étudié l'estimation de la capacité portante des semelles filantes reposant sur la surface d'un sol granulaire dans diverses configurations. En utilisant des tests de charge sur plaque de terrain et des modélisations par éléments finis. (Voir la figure II.11).

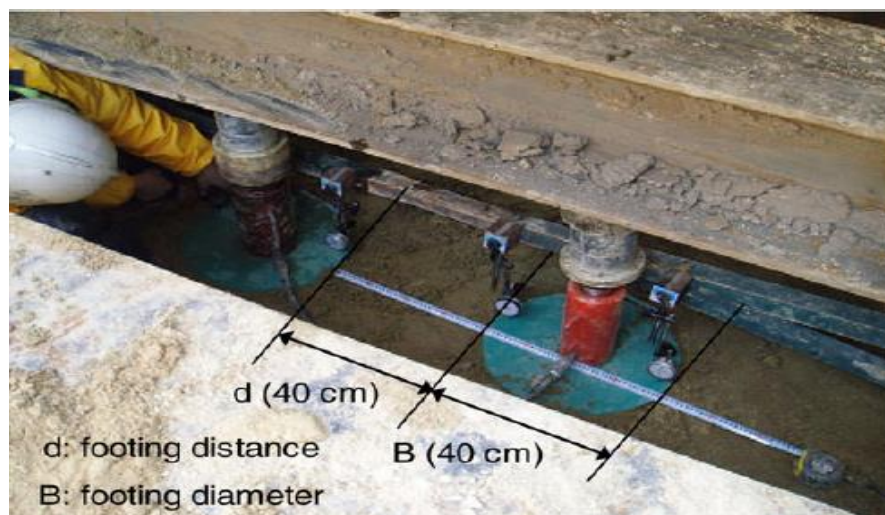


Figure II.11 Vue du test de charge des plaques à l'aide de plaques doubles [14].

À partir des résultats des tests de charge des plaques, il est confirmé que :

- L'effet multi-pieds existe et que la capacité portante limite diminue avec l'augmentation de la distance entre les plaques.
- Il a été observé que les réponses de charge de plusieurs semelles sont similaires à celles de la semelle isolée à des distances supérieures à trois fois la largeur de la semelle.
- Des paramètres d'équation de conception et de corrélation, nécessaires pour estimer les valeurs du rapport de capacité portante pour les différentes configurations à plusieurs plaques, ont été dérivés.

Les résultats des tests expérimentaux de la littérature ont été sélectionnés et utilisés pour vérifier la méthode proposée.

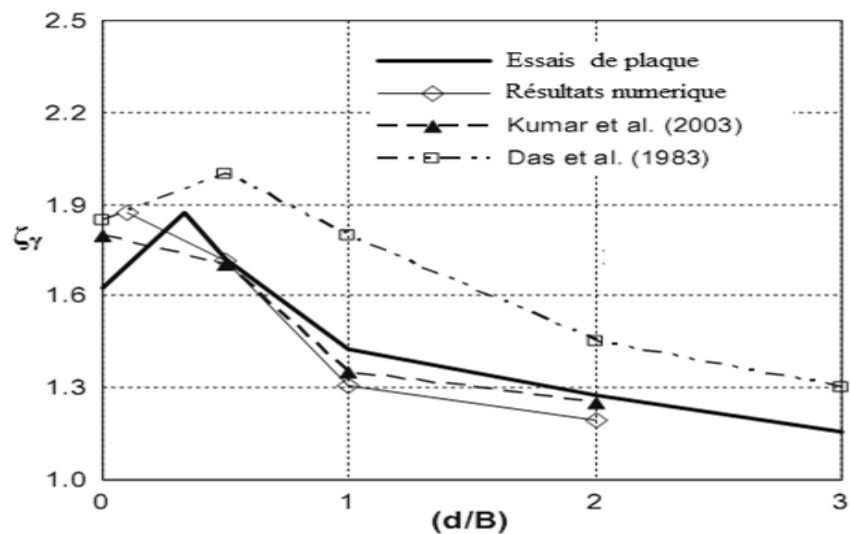


Figure II.12 Comparaison des valeurs ξ_γ des résultats expérimentaux, numériques, et analytiques pour l'interférence de multiple fondations [14].

II.2.7 Mabrouki et al (2010)

Mabrouki et al [16] ont examiné numériquement par le code de différence finie FLAC pour estimer la capacité portante pour deux semelles filantes juxtaposées, l'effet d'interférence est estimé par les facteurs d'efficacité pour plusieurs types de sols.

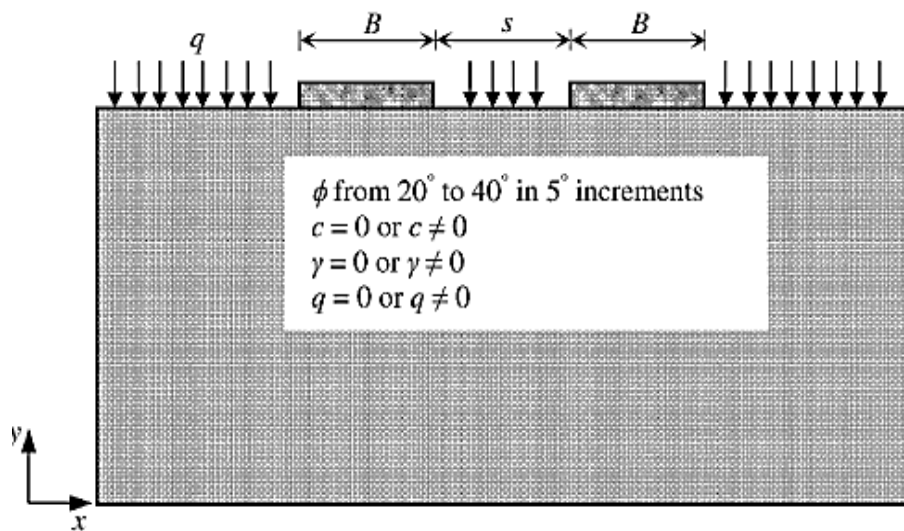


Figure II.13 Présentation du model géométrique [16].

Ce travail est fait principalement sur une étude numérique, le code de différence finie FLAC a été utilisé pour évaluer les charges limites (capacité portante) pour deux semelles interférées et soumises aux chargements verticaux centrés. Cependant les auteurs ont modélisés le sol était considéré comme un matériau linéairement élastique-parfaitement plastique, obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associatif. Dans tous les cas, le maillage au voisinage de la semelle est affiné pour capturer des gradients de déplacement importants. Enfin, le maillage adopté pour tous les cas étudiés dans cet article, a une profondeur de 20 m et s'étend sur 40 m au-delà de la ligne de symétrie.

Les facteurs d'efficacité ont été calculés individuellement pour estimer les effets de la cohésion, de la surcharge, et du poids volumique du sol en utilisant l'équation de Terzaghi.

Les résultats ont été comparés à ceux disponibles dans la littérature.

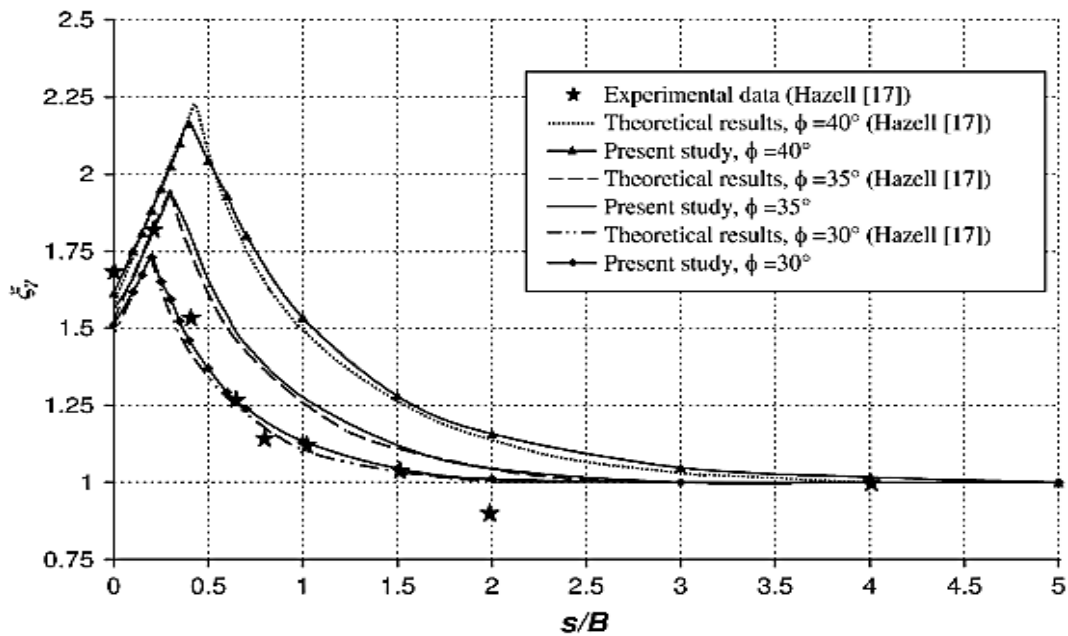


Figure II.14 Comparaison de capacité portante obtenue par la superposition et les calculs directs pour la fondation douce et rigide [16].

La figure II.14 compare les facteurs d'efficacité calculés ξ_γ pour les semelles rugueuses avec $\phi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40° ; Nous pouvons observer que les résultats obtenus sont en excellent accord avec les solutions théoriques obtenues par Hazell [45]. De plus, les données expérimentales suivent la forme des courbes numériques et théoriques.

La comparaison des résultats numériques avec les littératures et des données expérimentales a confirmé que l'interférence entre deux semelles filantes donne des capacités portantes sensiblement supérieures à celles obtenues lorsque les mêmes semelles sont isolées. Un effet d'interférence particulièrement important a été observé pour les semelles rugueuses, espacées entre $s/B = 0,1$ et $0,5$ pour des angles de frottement compris entre 25 et 40 .

II.2.8 Gupta et Sitharam (2018)

Gupta et Sitharam [10] ont mené une recherche expérimentale et numérique sur l'interférence de semelles carrées reposant sur sable.

- **1^{er} cas** procédure expérimental :

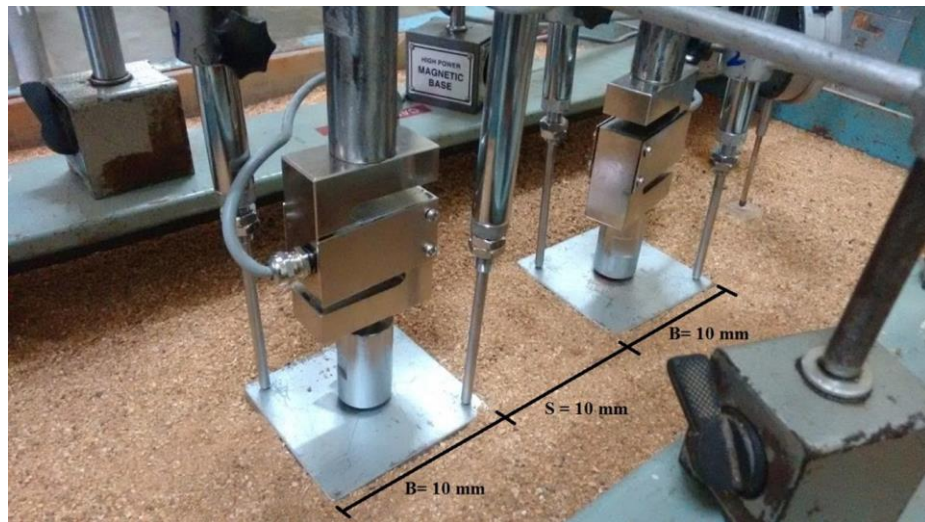


Figure II.15 Modèle expérimental.

Dans cette étude, 3 séries de 5 tests de charge de plaque (15 tests) ont été effectués sur du sable dense (75% de densité relative, moyen (55%) et meuble (40%). Ces tests de charge à 5 plaques pour chaque variation de couverture de densité relative sélectionnée de la stimulation entre les semelles / largeur de la semelle (S/B) allant de: 0, 0,5, 1 et 2, et une semelle isolée. Pour chaque densité relative, des essais triaxiaux ont été effectués pour calculer les paramètres de résistance (c et ϕ) et le module d'Young (E) du sable. Les essais sur modèle ont été effectués dans un réservoir rectangulaire de 0,9 m de longueur x 0,9 m de largeur et 0,6 m de profondeur. La taille de la semelle carrée considérée était une plaque carrée de 100×100 mm d'épaisseur 20 mm constituée d'acier doux.

Gupta et Sitharam [10] ont conclu que les résultats expérimentaux suggérés de l'effet des interférences diminuent dans le cas où l'espacement entre les semelles est égal à $2B$, et ils sont presque nuls dans le cas où l'espacement entre les semelles est égal à B , dont B est la largeur de la semelle.

➤ **2^{ème} cas étude numérique:**

Dans cette série d'études, ont été utilisé un code de différence finie FLAC 3D pour simuler l'interférence des semelles correspondant aux études du modèle. Les réservoirs d'essai ont été effectués pour étudier l'influence sur les interférences dues à la variation de l'angle de résistance au cisaillement et à la variation géométrique des semelles. La taille du modèle $0,9 \times 0,9 \times 0,6$ m a été discrétisée en 22 400 zones (voire la figure II.16).

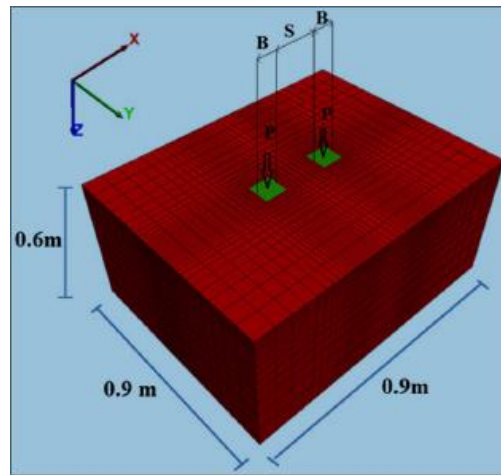


Figure II.16 Modèle numérique.

Ils ont développé des simulations numériques qui sont reliées par les effets de l'angle de frottement et de la dilatation sur le facteur d'interférence.

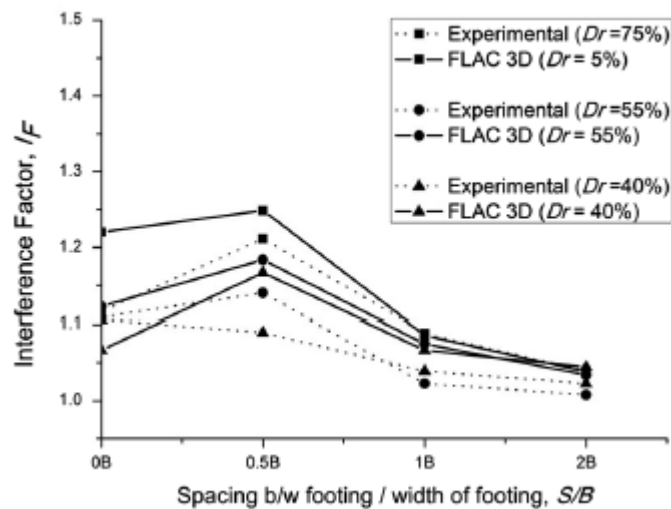


Figure II.17 Comparaison de variation de facteur d'efficacité.

II.2.9 Boufarh et al (2019)

Boufarh et al [9] Ont étudiés expérimentalement l'effet d'interférence des deux semelles filantes reposant sur un sol bicouche.

- **1^{er} cas** état du sol homogène : La figure II.18 illustre la variation des facteurs d'efficacité en fonction d'espacement x/B pour deux longueurs des semelles $L/B = 3$ et $L/B = 5$. Pour les deux cas, lorsque l'espacement entre les semelles est augmenté, le facteur d'efficacité croit jusqu'un

pic puis décroît vers l'unité. Les grandes variations du facteur d'efficacité se trouvent en particulier lorsque x/B est compris entre 1 et 1.5, en dehors de cet intervalle, la variation est très faible. On remarque aussi que l'augmentation de longueur de la semelle diminue l'effet d'interférence. Le facteur d'efficacité maximale calculé était d'environ 3,00 correspondant à un espacement $x/B=1,5$. Pour les rapports d'espacement supérieur à $3,5B$ aucun effet d'interférence n'a été observé pour les deux longueurs des deux fondations.

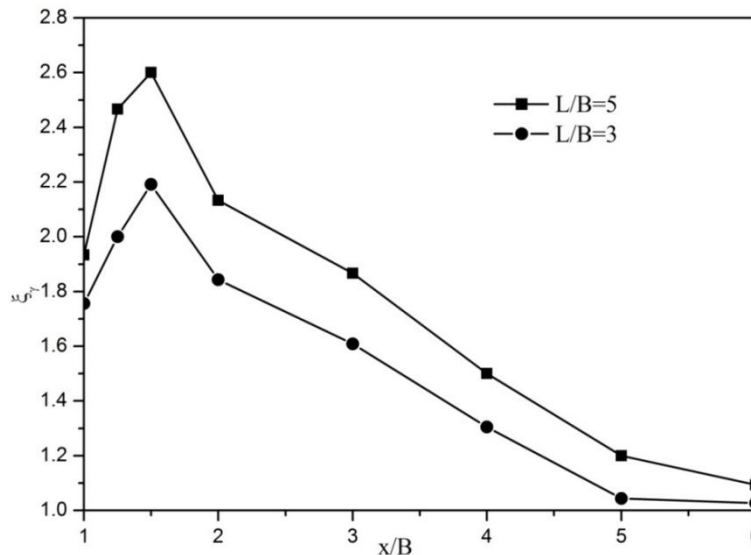


Figure II.18 Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B .

➤ **2^{ème} cas état de la stratification du sol:**

Les sols naturels sont souvent déposés sous forme de couches. Dans chaque couche on peut, typiquement, assumer que le sol est homogène, bien que les caractéristiques des couches adjacentes soient généralement différentes. Pour les semelles filantes reposant sur un sol bicouche, la portance dépend habituellement du rapport de l'épaisseur de la couche supérieure à la largeur de la semelle, c'est à dire, H/B . Dans cette partie et pour pouvoir distinguer l'influence de l'épaisseur et l'angle de frottement de la couche supérieure du sable sur la capacité portante, une série des essais numériques a été effectuée pour deux configurations des 2 semelles juxtaposées.

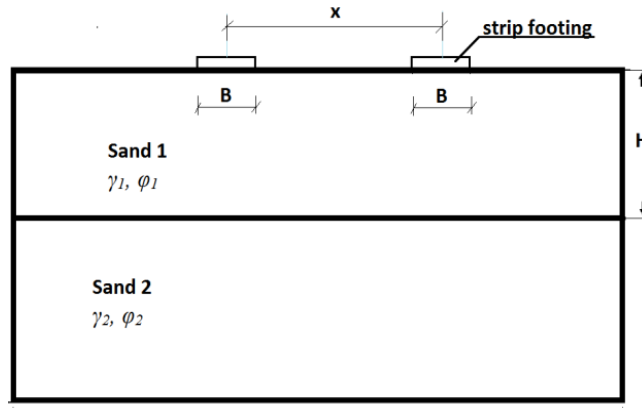


Figure II.19 Présentation du modèle expérimental (sol bicouche).

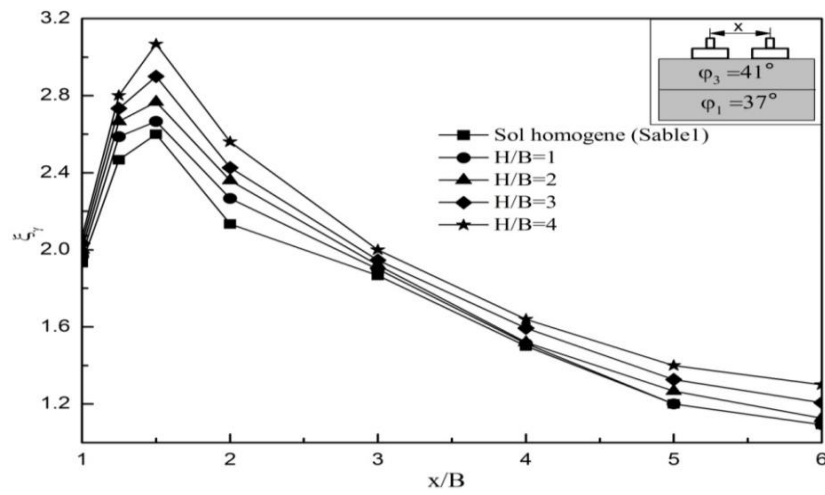


Figure II.20 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour un sol bicouche pour $H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$ et $H/B=4$.

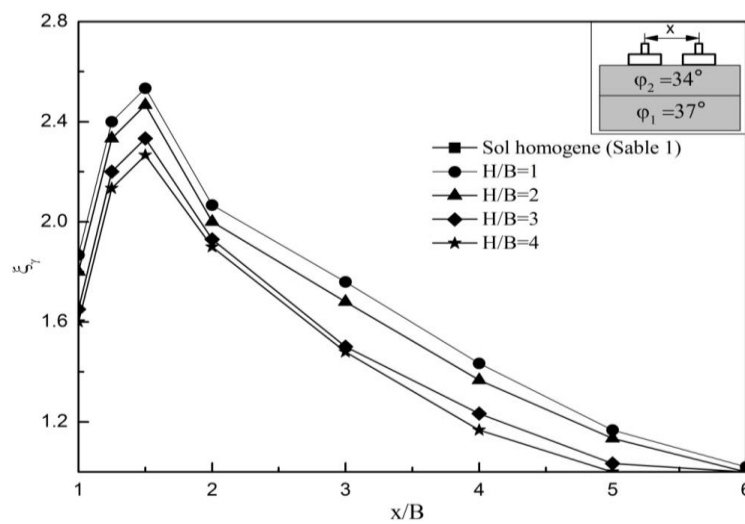


Figure II.21 Variation de ξ_γ en fonction de x/B pour un sol bicouche pour $H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$ et $H/B=4$.

D'après les figures II.20 et II.21, et quand la première couche a un angle de frottement interne inférieur à celui de la deuxième couche ($\varphi_1 < \varphi_2$) on constate que dans l'intervalle $H/B=1$ à 4, la variation du facteur d'efficacité trouvée est dans l'écart de variation de celle du sol homogène.

Par ailleurs, il est clair que la capacité portante q_{ult} est inversement proportionnelle à l'épaisseur (H) en particulier lorsque H/B est compris entre 1 et 2; au-delà de cet intervalle, la rupture se produit tout à fait dans la couche supérieure et la capacité portante est indépendante de la couche inférieure. Ainsi que l'effet d'interférence devient négligeable lorsque $x/B \geq 3$.

Si on renverse la stratification du sol ($\varphi_1 > \varphi_2$) le facteur d'efficacité trouvé lors de variation de l'épaisseur de la première couche de $H/B=1$ à 4 est dans le faisceau des valeurs de celle du sol homogène. Néanmoins, l'effet d'interférence est annulé lorsque $x/B = 4$ à 5 c'est à dire la stratification du profil de sol ($\varphi_1 > \varphi_2$) provoque d'une façon plus élevée l'effet d'interférence.

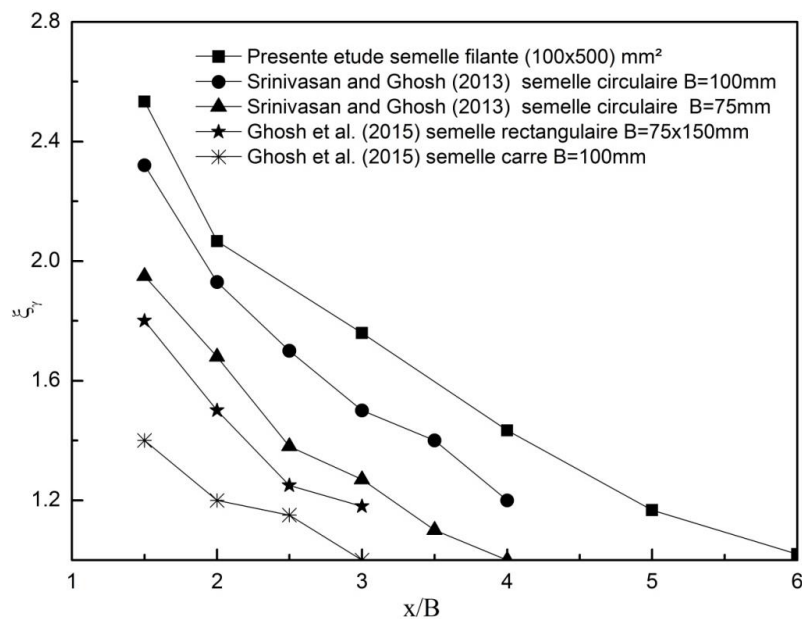


Figure II.22 Comparaison des valeurs (ξ_γ) pour différentes semelles circulaires, carrées et rectangulaires sur un sable en bicouche pour ($H/B = 1$ et la couche supérieure à un angle de frottement inférieur à celui de la deuxième couche).

Les valeurs de ξ_γ obtenues à partir de la présente étude sont en bon accord avec les résultats rapportés par Mabrouki et al [16] et ceux des résultats des essais expérimentaux obtenus par Das et Larbi-Cherif [17].

Comme le montre la figure II.22, les résultats actuels du facteur d'efficacité (ξ_γ) sont comparés à ceux obtenus dans la littérature [46,47](cas de $H/B = 1$). On peut voir que la tendance obtenue à partir du présent travail est similaire à celles rapportées par les travaux précédents et on peut également remarquer que les valeurs du facteur d'efficacité (ξ_γ) sont liées à la forme et aux dimensions de la semelle.

II.3 Effet de la présence des cavités sur la stabilité des fondations.

L'existence des cavités dans les sols est un problème important dans le domaine de la géotechnique. Une meilleure compréhension du comportement de ces sols, en particulier dans les endroits où la présence de dépôts d'un sol granulaire aura un impact important sur la stabilité des fondations et permettra aux concepteurs et ingénieurs d'avoir une explication convaincante de ce phénomène sur la stabilité des fondations en général. Les études sur la stabilité des fondations au-dessus des cavités sont rares dans la littérature disponible on cite :

II.3.1 Kiyosumi et al (2011)

Kiyosumi et al [23] ont travaillé expérimentalement sur la capacité portante d'une fondation peu profonde sur des roches sédimentaires calcaires contenant des vides.

Une série d'essais sur modèle 1G a été effectuée dans un conteneur en acier dans des conditions de déformation plane. Le conteneur en acier avait des dimensions internes de 500 mm de haut, 700 mm de large et 120 mm d'épaisseur. La plaque frontale du conteneur était constituée d'une plaque acrylique de 48 mm d'épaisseur avec une grille en acier renforcé pour observer le développement du mécanisme de rupture. Un système de chargement d'une capacité de 20 tonnes initialement conçu pour les essais triaxiaux à haute pression de confinement a été utilisé et le conteneur a été placé directement sur une plaque tournante du système de chargement. Une semelle de modèle rectangulaire en acier avait une hauteur de 50 mm, une largeur de 40 mm (B) et une longueur de 120 mm. Avec ces dispositions, seulement 10% de l'intensité de la charge de la semelle se propage à la base du conteneur, sur la base du calcul élastique, et le mécanisme de rupture en plastique du Terzaghi [2] reste dans le récipient même pour $\phi = 40^\circ$. L'effet limite est donc considéré comme ayant une influence limitée sur les résultats des tests. Le sol modèle a été choisi pour être un sol rigide, dont les propriétés mécaniques sont similaires à celles des sédiments calcaires typiques trouvés dans la préfecture d'Okinawa.

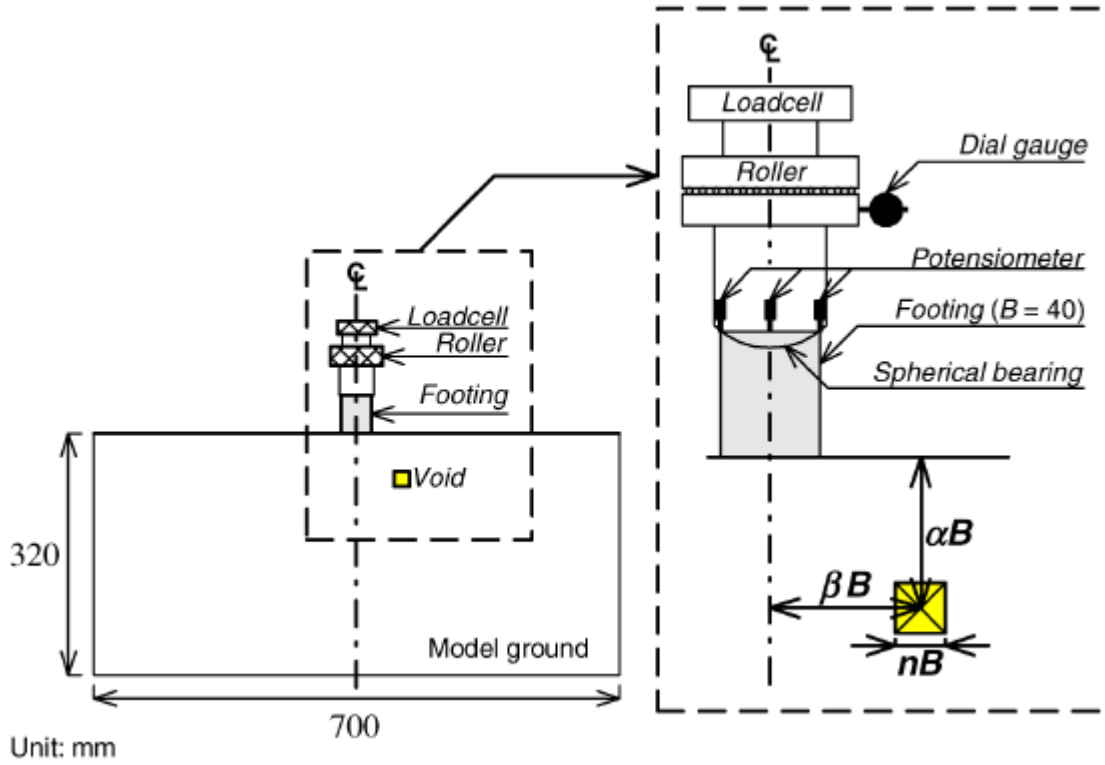


Figure II.23 Dispositions de chargement et spécification du vide par rapport à la semelle.

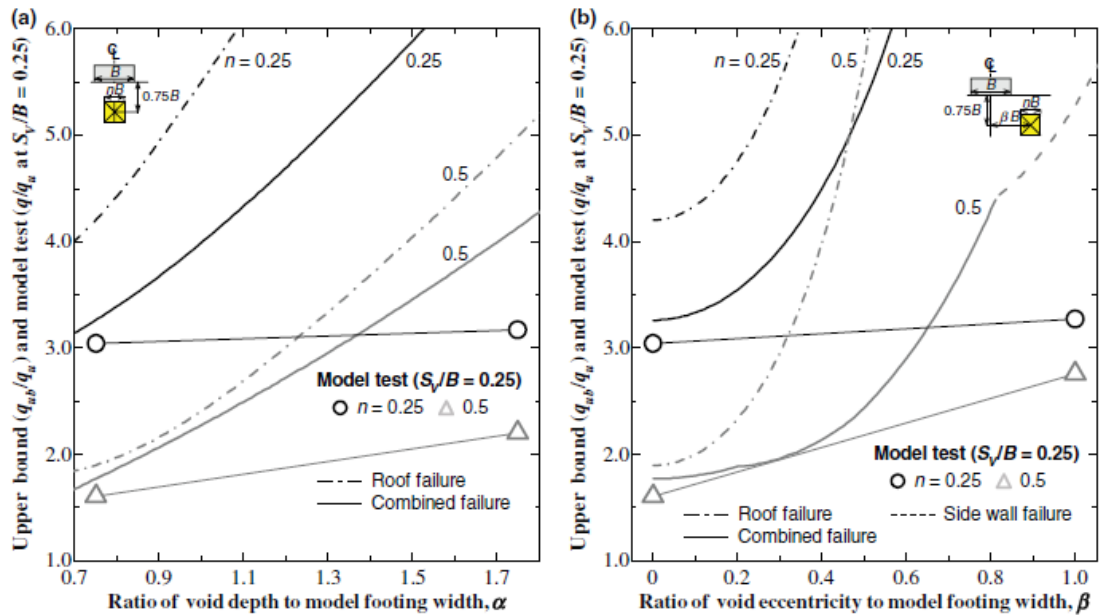


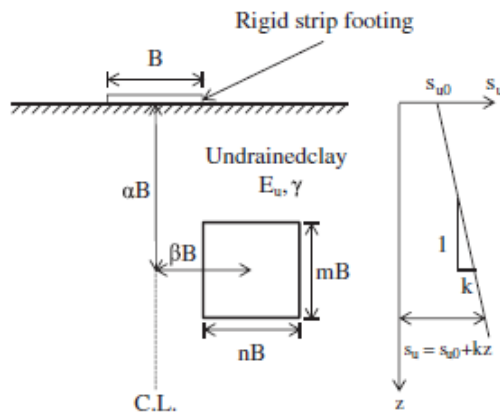
Figure II.24 Comparaison de l'effet du vide entre le calcul expérimental et le calcul de la limite supérieure: (a) vide central; (b) vide décentré.

Kiyosumi et al [23] ont trouvé trois types de modes de rupture pour un seul vide selon l'emplacement du vide ainsi que la dimension et l'emplacement du vide : une rupture nuisible sans effondrement de vide, une rupture importante avec effondrement de vide et un effondrement de vide

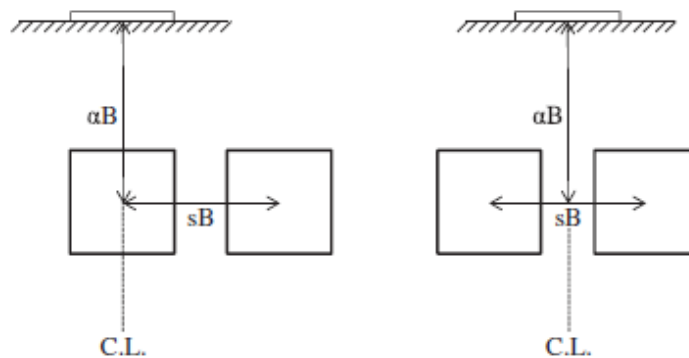
sans rupture importante. Si deux vides superposés peu profonds, le vide inférieur n'a pratiquement aucune influence sur le mode de rupture et n'a donc qu'un effet très limité sur la réduction de la capacité portante. Trois mécanismes de limite supérieure pour un seul vide ont été déduits des expériences: rupture de toit, rupture de paroi latérale et rupture combinée, et les solutions de limite supérieure de capacité portante pour la semelle filante ont été respectivement dérivées et l'étude paramétrique a été présentée pour une large gamme des tailles, profondeurs et emplacements des vides.

II.3.2 Lee et al (2014)

Lee et al [22] ont étudié numériquement la stabilité non drainée des semelles filantes reposant sur une couche d'argile au-dessus des vides simples et doubles continus. On tient compte des effets de l'emplacement, de la forme et du nombre de vides ainsi que de la rigidité et de la non-homogénéité du sol.



(a) Semelle au-dessus d'un seul vide



(b) Configuration parallèle

(c) Configuration symétrique

Figure II.25 Définition du problème (modifiée à partir de Kiyosumi et al [48]).

Où q_u est la contrainte d'appui ultime sur la semelle, Q_u est la force verticale ultime, B est la largeur de la semelle, s_u est la résistance au cisaillement non drainé du sol et N_c est le facteur de capacité portante non drainé sans dimension.

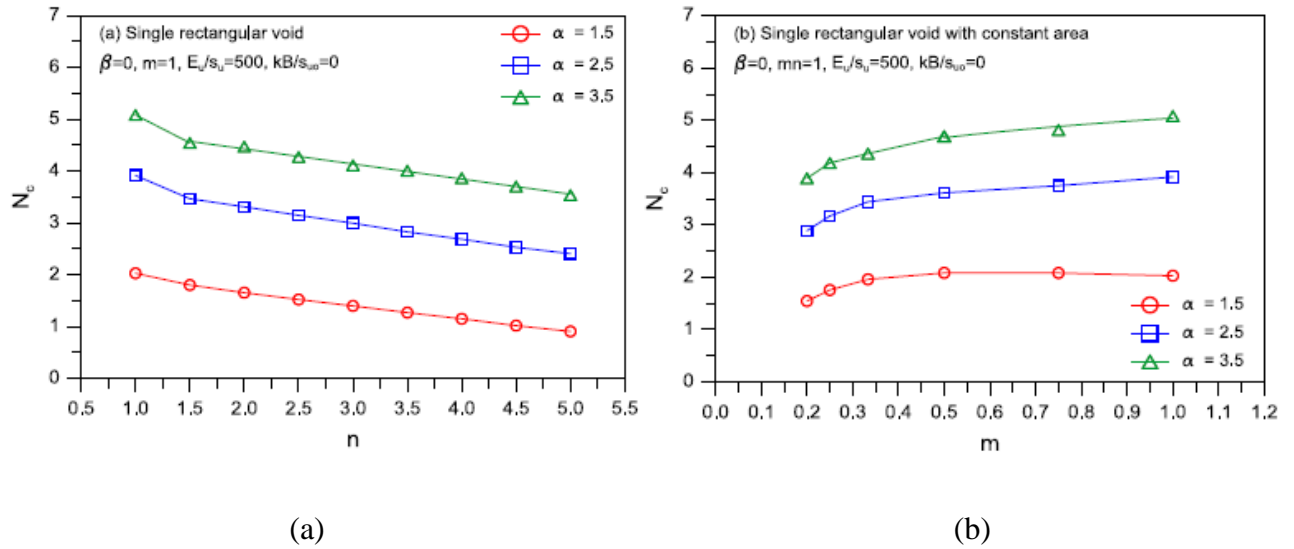


Figure II.26 Facteur de capacité portante des semelles filante au-dessus de vides rectangulaires simples.

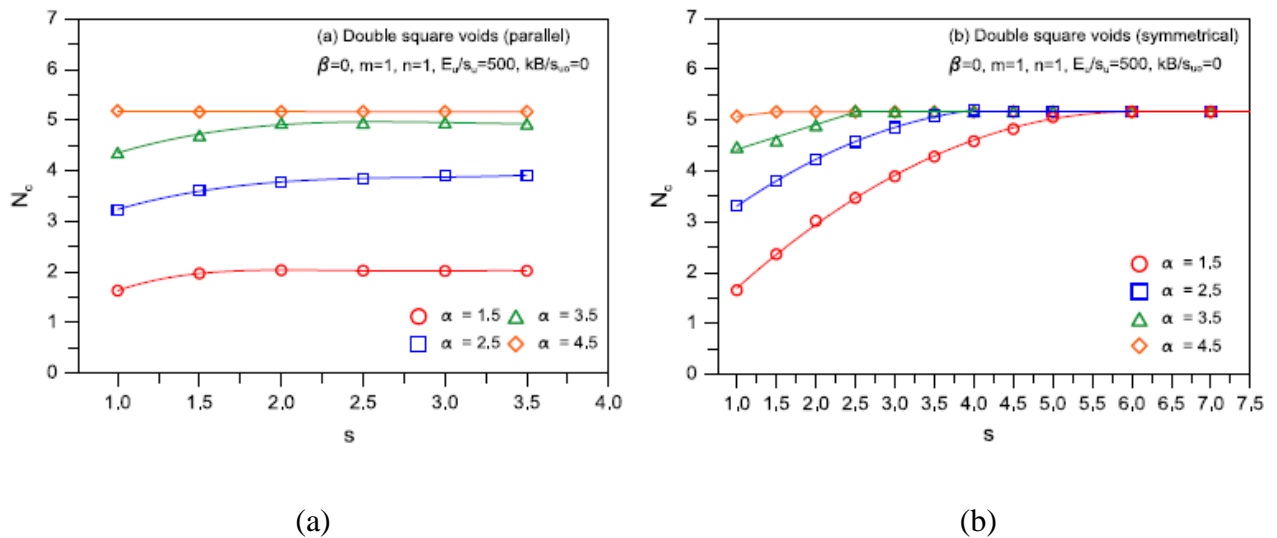


Figure II.27 Facteur de capacité portante des semelles filante au-dessus des vides doubles.

Lee et al [22] ont conclu que les résultats obtenus ont fourni une base des données pour faire les calculs des facteurs de capacité portante en fonction des paramètres sans dimension, la capacité portante est liés aux distances verticales et horizontales des vides et semelles, à la largeur et à la hauteur de la cavité et à l'espacement entre les deux cavités. Ils ont conclu que pour les vides carrés simples, le facteur de capacité portante augmente linéairement avec l'augmentation des distances de

vides verticales et horizontales (α et β) jusqu'à un certain emplacement de vide critique (α_{cr} et β_{cr}) au-delà duquel le facteur de capacité devient constant. Il existe une courbe critique dont l'effet de vide sur la stabilité non drainée des semelles devient négligeable. Pour une semelle centrée au-dessus de vides rectangulaires simples, le facteur de capacité portante pour une valeur donnée de α diminue généralement avec l'augmentation de la largeur des vides. Pour les vides doubles, le facteur de capacité portante diminue avec la diminution de l'espacement entre les deux vides. La réduction du facteur de capacité résultant de l'effet d'interférence est plus prononcée dans la configuration symétrique que dans la configuration parallèle. Il a été démontré que pour éliminer l'effet d'interférence des vides, l'espacement entre les deux vides doit être supérieur à un certain espacement critique s_{cr} . Pour la configuration symétrique, la valeur de s_{cr} diminue continuellement avec une augmentation de α . Pour la configuration parallèle, cependant, la valeur de s_{cr} est indépendante de α .

II.3.3 Al-Jazaairry et Sabbagh (2017)

Al-Jazaairry et Sabbagh [21] ont étudié l'effet des deux cavités sur un pieu isolé chargé axialement reposant sur une couche argileuse. Cette étude est une simulation pour identifier numériquement le comportement de pieu soumis à une charge axiale dans un sol argileux et entre deux cavités.

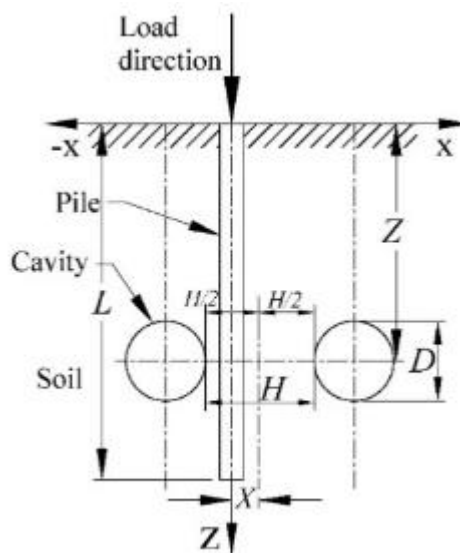


Figure II.28 Pieu adjacente à la géométrie des cavités jumelles.

Le système de cavité pied-sol- cavité double a été modélisé en utilisant le programme d'éléments finis PLAXIS 2D. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été considéré pour simuler numériquement le comportement du sol. Cette étude était normalement concentrée sur la capacité ultime des pieux. Ainsi, le modèle de pieu a été traité comme un modèle élastique-parfaitement

plastique. Les cavités jumelles ont été caractérisées en idéalisant un trou extrait de la masse du sol sans revêtement. Pour décrire l'état d'origine du sol, on a supposé qu'il n'y avait pas de présence de cavité dans la masse du sol. Par conséquent, au stade de la formation de cavité, les contraintes ont été redémarrées dans le système. Après cette étape, les déplacements des nœuds ont été mis à zéro et la pile a été chargée. Ces étapes représentent assez bien les tests expérimentaux ainsi que les cas in situ.

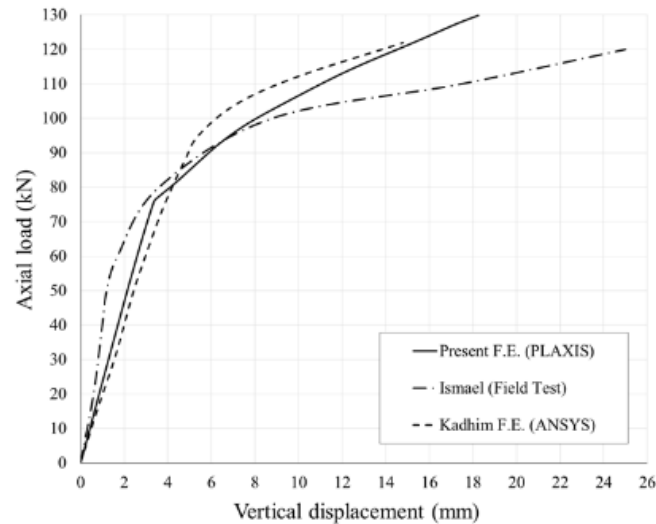


Figure II.29 Courbe chargement -déplacement (étude comparative).

Al-Jazaairry et Sabbagh [21] ont conclu que la présence de cavités dans une masse de sol va réduire la capacité ultime du pieu. Cette réduction diffère selon la dimension et l'emplacement de la cavité. L'augmentation du diamètre des cavités entraîne une diminution notable de la capacité ultime du pieu. Il est à mentionner que la capacité ultime du pieu se développe avec l'augmentation du rapport H/b . L'espacement entre les cavités jumelles n'a aucun effet sur le comportement des pieux lorsque H_{cr} est supérieur à $6b$ à $D/b = 2$, $X/b = 0$ et $Z/L = 0,8$.

II.3.4 Xiao et al (2018)

Xiao et al [18] qui ont fait une étude sur la stabilité non drainée d'une semelle filante au-dessus des vides reposant sur une bicouche d'argiles. En utilisant OptumG2 (41), un logiciel récemment développé basé sur EF. Afin d'évaluer la capacité portante de la semelle filante au-dessus des vides en deux couches dans un état non drainé, un facteur de capacité portante est défini, relatif au rapport de résistance au cisaillement non drainé des deux argiles, à l'épaisseur de la couche supérieure, à l'emplacement, aux formes et taille des vides.

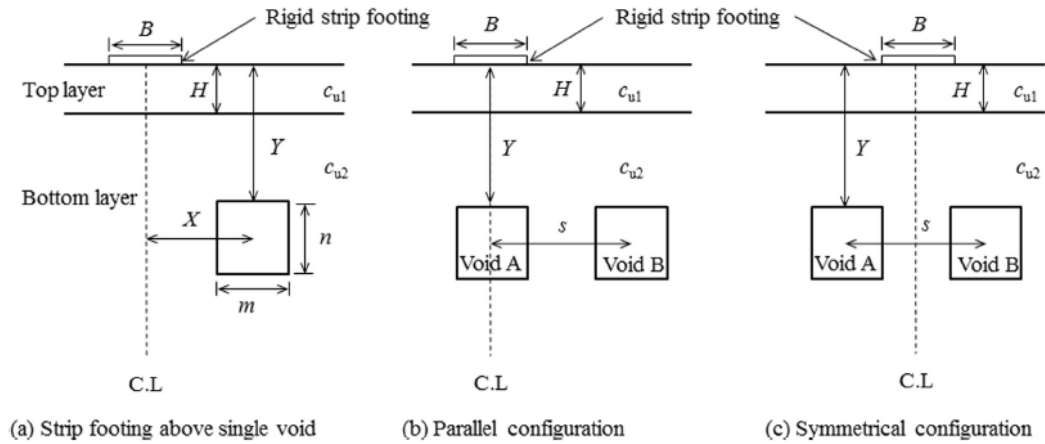


Figure II.30 Différents cas d'étude.

La figure II.30 montre le problème précédant et définit les principaux paramètres géométriques de vide.

Une semelle filante de largeur B est placée sur une couche supérieure d'argile d'épaisseur H et de contrainte de cisaillement non drainée c_{u1} . Une couche supérieure repose sur une couche d'argile qui a une profondeur infinie et une contrainte de cisaillement non drainée c_{u2} . Comme illustré sur la figure II.30 (a), les symboles m et n sont indiqués respectivement la largeur et la hauteur du vide. La distance horizontale entre le centre du vide unique et la ligne médiane de la semelle est donnée par X ; la distance verticale entre le sommet du vide unique et la surface du sol est donnée par Y . Les figures II.30 (b) et (c) montrent deux configurations parallèles et symétriques de vides respectivement. Supposons que les vides A et B ont la même forme, la même taille et la même profondeur donc la distance horizontale entre ces deux centres de vide est définie comme s .

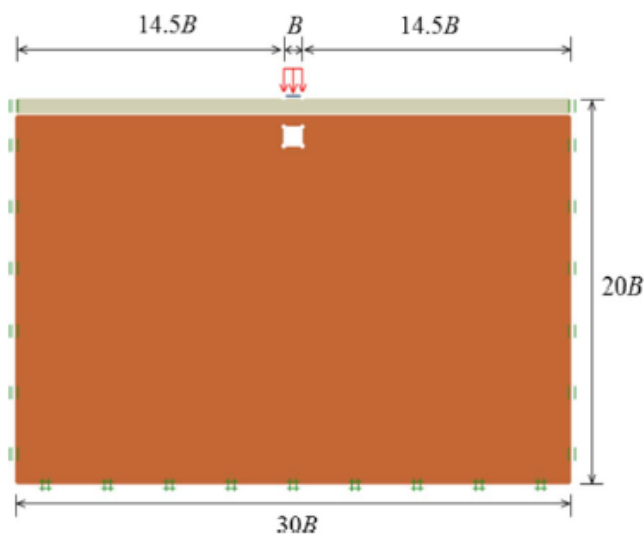


Figure II.31 Modèle numérique de semelle filante reposant sur deux couches d'argiles avec un seul vide dans.

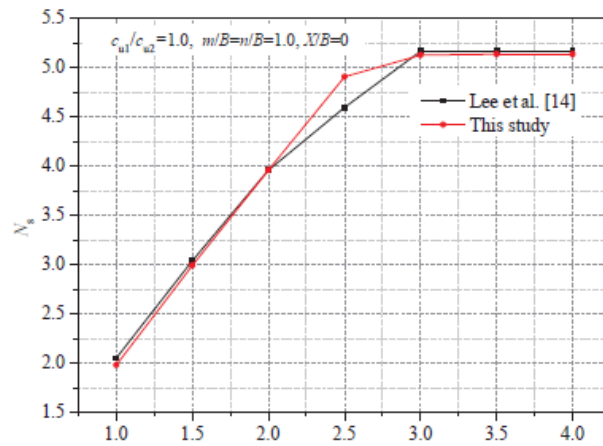


Figure II.32 Comparaison de la semelle filante sur une seule argile homogène avec des vides simples.

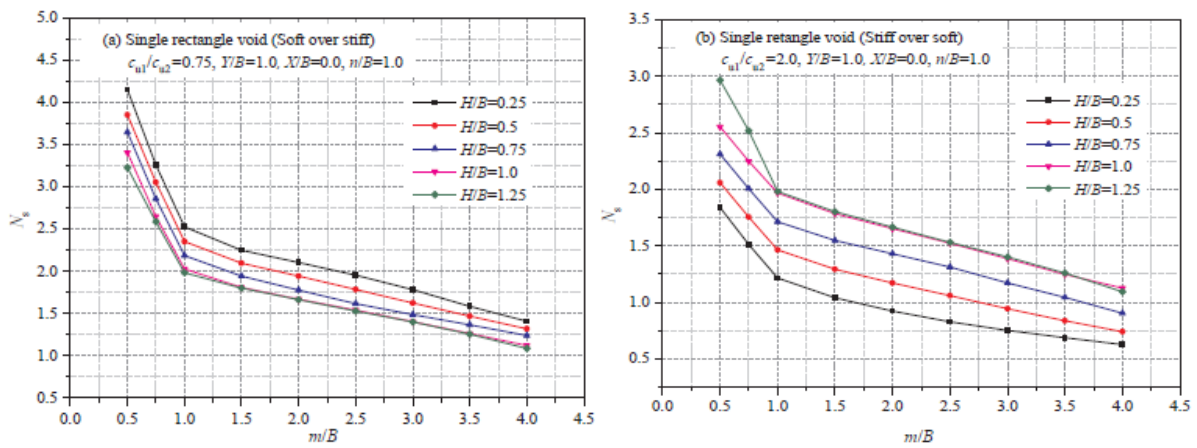


Figure II.33 Effet de la largeur du vide sur le facteur de capacité portante non drainé N_s .

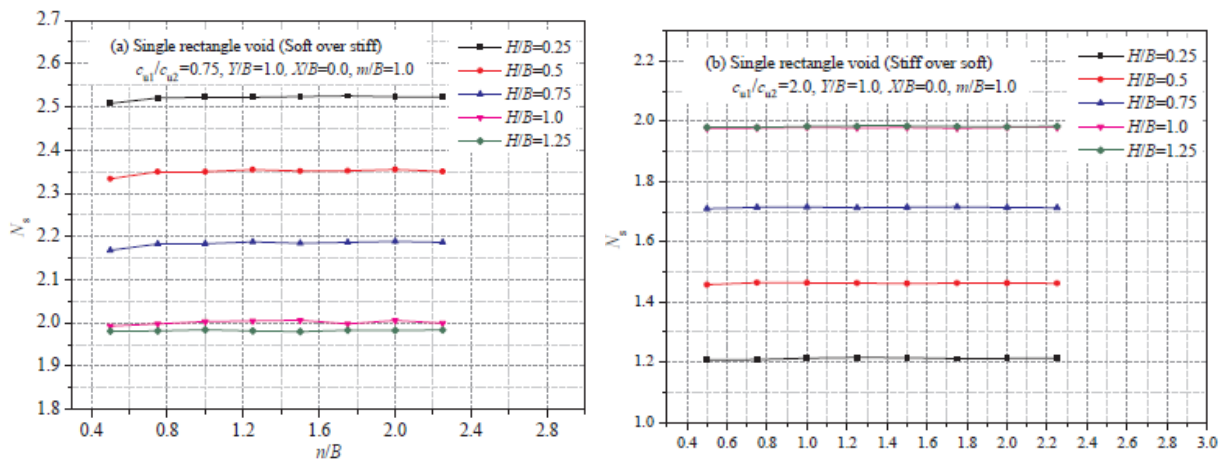


Figure II.34 Effet de la hauteur du vide sur le facteur de capacité portante non drainé N_s .

Xiao et al [18] ont conclu que les conclusions suivantes peuvent être tirées des résultats de cette étude:

Pour le cas de vide carré simple, la valeur de facteur de capacité portante non drainé N_s augmente avec l'augmentation de Y/B et X/B , et jusqu'à N_s atteint une valeur constante, indiquant que le vide existe n'influence pas la capacité portante non drainée. Pour les vides rectangulaires simples, la valeur de N_s diminue linéairement avec l'augmentation de la valeur de m/B de 0,5 à 1,0 à un taux de réduction élevé et de 1,0 à 2,0 à un taux de réduction faible. Cependant, on peut voir que la hauteur du vide (n/B) a un effet négligeable sur la capacité portante non drainée. De plus, plusieurs mécanismes de rupture sont présentés, qui peuvent être utilisés pour expliquer l'effet des vides.

Pour le cas de deux vides, la valeur de N_s augmente avec l'augmentation de la valeur de s/B , quelles que soient les configurations parallèles et symétriques. Pour les configurations parallèles, les modes de rupture sont similaires au cas d'une semelle filante au-dessus d'un seul vide. Par conséquent, la valeur de s/B pour les configurations parallèles est plus grande que les configurations symétriques lorsque N_s atteint une valeur constante.

II.3.5 Kapoor et al (2019)

Kapoor et al [20] ont examiné l'effet de la cavité sur la capacité portante de la fondation peu profonde dans un sol renforcé par des géogrilles. Dans cette étude, une analyse numérique à l'aide de Plaxis 2D pour examiner l'impact du nombre de couches de géogrille, l'espacement de la couche subséquent, l'emplacement de la cavité, la taille de la cavité $0,1B$, $0,25B$ et $0,5B$ et la profondeur de la semelle pour laquelle le modèle Mohr-Colomb est utilisé pour analyser la rupture élastique.

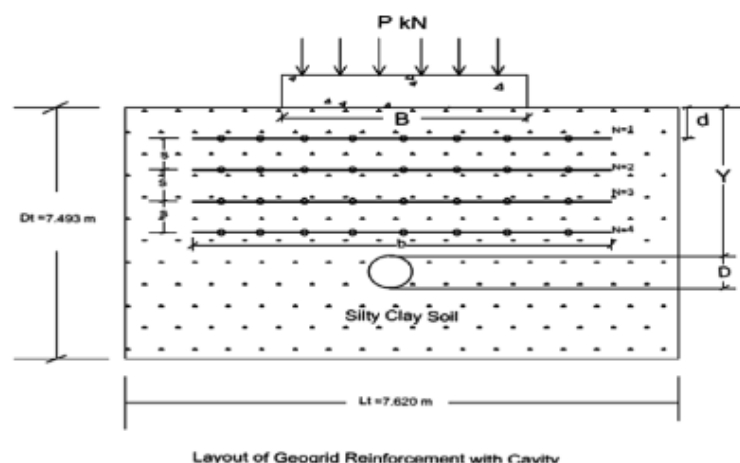


Figure II.35 Disposition de semelle rectangulaire sur un sol renforcé par des géogrilles avec cavité.

Après avoir défini le modèle, il y a eu la variation du résultat à l'aide de Plaxis (2D) et les résultats expérimentaux de 40 mm et 50 mm autorisés sont respectivement de 4,76% et 6,1%. Ce résultat est considéré pour étudier l'effet de la cavité sur la capacité portante de la semelle rectangulaire.

B.C.R = Charge résistée par un système de sol renforcé / Charge résistée par un système de sol non renforcé.

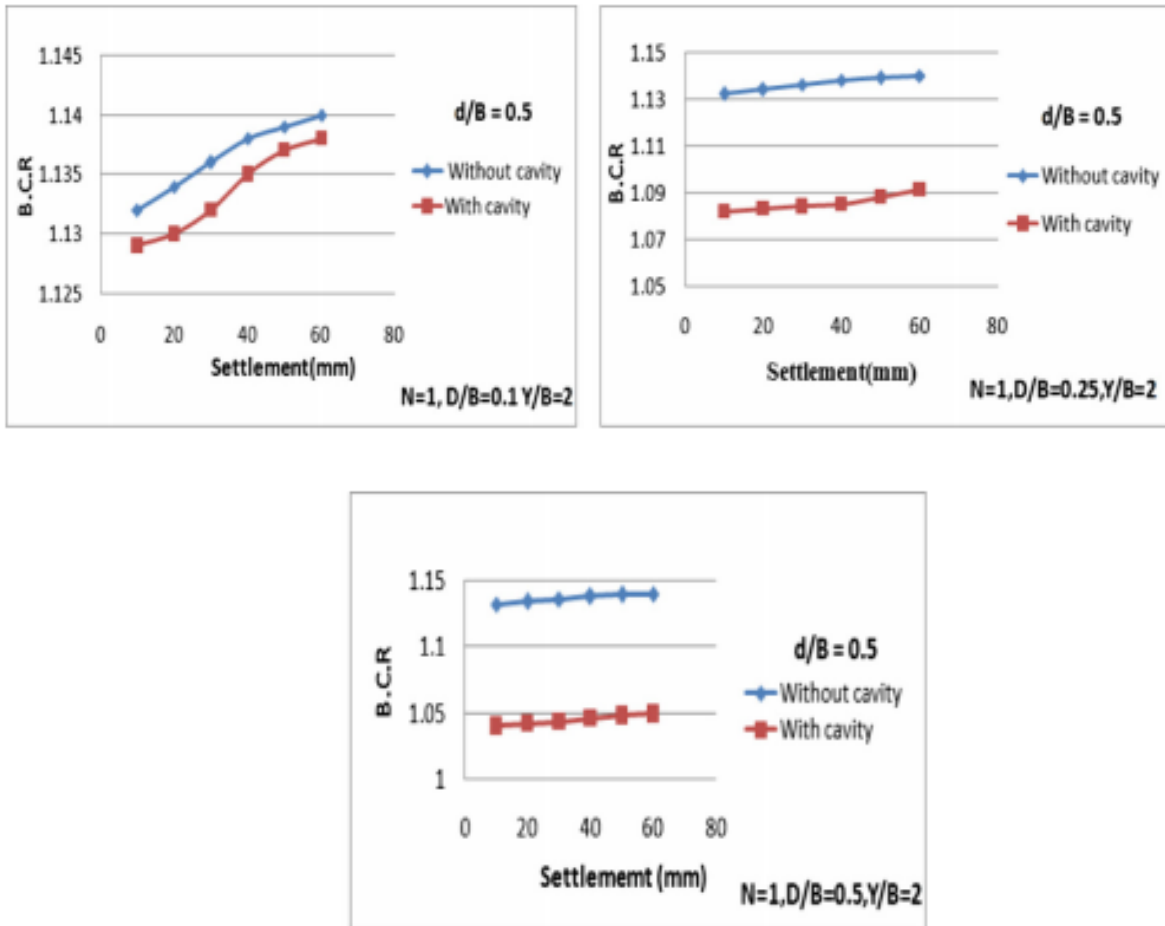


Figure II.36 B.C.R -Courbe de tassement pour $N = 1$, $D / B = 0,1, 0,25, 0,5$, $Y / B = 2$.

Cette étude a conclu que s'il y a une augmentation du diamètre de la cavité donc la capacité de la charge de la fondation sera diminuée d'une façon observable à une profondeur constante de la cavité par rapport à la largeur de la semelle.

La profondeur d'ancrage optimale (d / B) de la première couche de renforcement avec cavité, ce qui a entraîné la capacité portante maximale du sol renforcé par géogrille est d'environ 0,5 fois la largeur de la semelle.

00000

II.4 Conclusion

Le problème de capacité portante d'une fondation superficielle filante est actuellement bien maîtrisé par l'ingénieur géotechnicien, car il repose notamment sur une expérience acquise depuis de nombreuses années. Plusieurs expériences sont également réalisées par divers chercheurs, qu'ils ont fait des essais sur des modèles réduits au laboratoire, pour déterminer les facteurs d'efficacité de l'interférence (ξ_q et ξ_γ) ont permis de tirer les conclusions suivantes :

En pratique, les semelles sont rarement isolées et interfèrent les unes avec les autres en fonction de l'espacement entre elles.

Le tassement des semelles étroitement espacées plus élevé que celui d'une semelle isolée.

L'amplitude des facteurs d'efficacité et de tassement diminuent avec l'augmentation de la distance entre les semelles.

Les investigations disponibles pour déterminer l'effet des cavités sur la capacité portante ultime des semelles rapprochées interférées sont restées insuffisantes et des recherches complémentaires sont nécessaires.

CHAPITRE III : Etude expérimentale de l'effet des cavités sur la capacité portante de deux fondations superficielles interférées reposant sur un sol granulaire.

III.1 Introduction

Dans l'objet de tirer au clair l'effet des cavités sur la capacité portante de deux fondations superficielles interférées reposant sur un sol granulaire, En utilisant une approche exclusivement expérimentale par un banc d'essais qui a été conçu au laboratoire.

Le protocole expérimental a été réalisé en se basant sur la variation de plusieurs paramètres tel que l'espacement (x) (axe à axe) entre les semelles, la distance (H) entre les semelles et cavités ; ainsi que les entre des cavités (L). Les résultats obtenus permettent de mettre en évidence l'influence de l'effet des cavités et l'interférence des deux semelles filantes sur le facteur de la capacité portante (q) et le facteur d'efficacité ξ_γ , ces résultats montrent que l'influence de cavité est annulée, dans le cas où la distance entre les semelles et la cavité est supérieur ou égale à trois, l'influence de cavité est annulée.

III.2 Matériels, Matériaux

III.2.1 Matériaux utilisé

III.2.1.1 Sable

Le sol utilisé dans cette recherche expérimentale est un sable, qui a été recueilli dans la région de Tébessa qui est situé à l'Est de l'Algérie, le sable a été séché au four à 105 °C pendant vingt-heures, c'est-à-dire qu'il n'y a eu aucun effet de la présence d'eau (même condition que pour le milieu du sol dans l'essai), compte tenu de la taille du modèle de semelle et de l'effet du facteur d'échelle, le sable utilisé pour ces essais est relativement fin. La distribution granulométrique et les autres caractéristiques du sable sont fournies dans le tableau 1, l'angle de frottement a été déterminé à l'aide des résultats des essais de cisaillement direct sur le sol à une densité relative de 60 %, près de la densité relative du sol dans les essais de chargement.

Tableau III.1 Propriété géotechnique de sable.

Propriétés	Valeurs
Densité spécifique (G_s)	2.583
Dimension du tamis (D_{10}), mm	0.094
Dimension du tamis (D_{30}), mm	0.200

Dimension du tamis (D_{60}), mm	0.300
Coefficient d'uniformité (C_u)	3.19
Coefficient de courbure (C_c)	1.42
Poids volumique sec maximal ($\gamma_d(\max)$) (KN/m ³)	17.02
Poids volumique sec minimum ($\gamma_d(\min)$) (KN/m ³)	14.51
Angle de frottement maximal φ^0 (degré)	35

III.2.2 Le banc d'essai

Le banc d'essai utilisé est composé d'un bac métallique de dimensions intérieures de 2.00 m de longueur 0.56 mètres de largeur et 1.00 mètres de hauteur. L'une des deux côtés latéraux du modèle est construite de plexiglass d'épaisseur 10 millimètres, ce qui nous permet de constater les niveaux des différentes couches ainsi que le mécanisme de rupture du sable. Les quatre côtés du bac ont été préparés et contreventés à l'aide d'acier. Afin qu'il soit assez rigide pour ne pas se déformer sous l'effet de chargement appliqué sur le modèle de la semelle (Figure III.1), sachant que la longueur de bac d'essai ne doit pas être inférieure à cinq fois de la largeur de la semelle, pour assurer que les zones de rupture soient libres et facteur d'efficacité est nul aux côtés **Ueno et al [23]**. L'extension maximale de la zone de rupture est de 2,5 B des deux côtés et de 3B en dessous de la semelle. La longueur de la semelle a été rendue presque égale à la largeur du bac pour maintenir les conditions de déformation planes et les deux extrémités de la semelle ont été lissées pour minimiser les effets de frottement avec les parois.

En revanche, l'installation du modèle expérimentale était suffisamment rigide pour garder les conditions de déformation plane dans les semelles filantes. La considération principale, qui a été gardée en vue lors de la fabrication, était que la charge devrait toujours être centrée pendant le chargement, et les dimensions du bac ne devraient causer aucun effet sur les résultats trouvés. Les modèles de la semelle utilisée ont les dimensions suivantes (10x50) cm².

Tout d'abord, le bac d'essai a été rempli de sable en utilisant la technique de précipitation. Le principe de la technique est de verser le sable dans le réservoir d'essai en chute libre avec une couche de 5 cm et une hauteur de chute de 60 cm, la hauteur de la chute libre a été précisée en prenant plusieurs essais dans le bac avant d'entamer les essais du modèle pour atteindre la densité requise. Après avoir rempli le bac à une hauteur bien choisi, la surface remplie a été nivelée et compacté avec un rouleau compacteur qui pèse 27 kg a été passé 30 fois sur une planche de bois placée sur le surface supérieure de chaque couche pour maintenir la densité souhaitée pour le modèle expérimental, les

semelles ont été placées sur le lit de sable avec un alignement prédéterminé de telle sorte que la charge appliqué est transférée à la semelle verticalement.

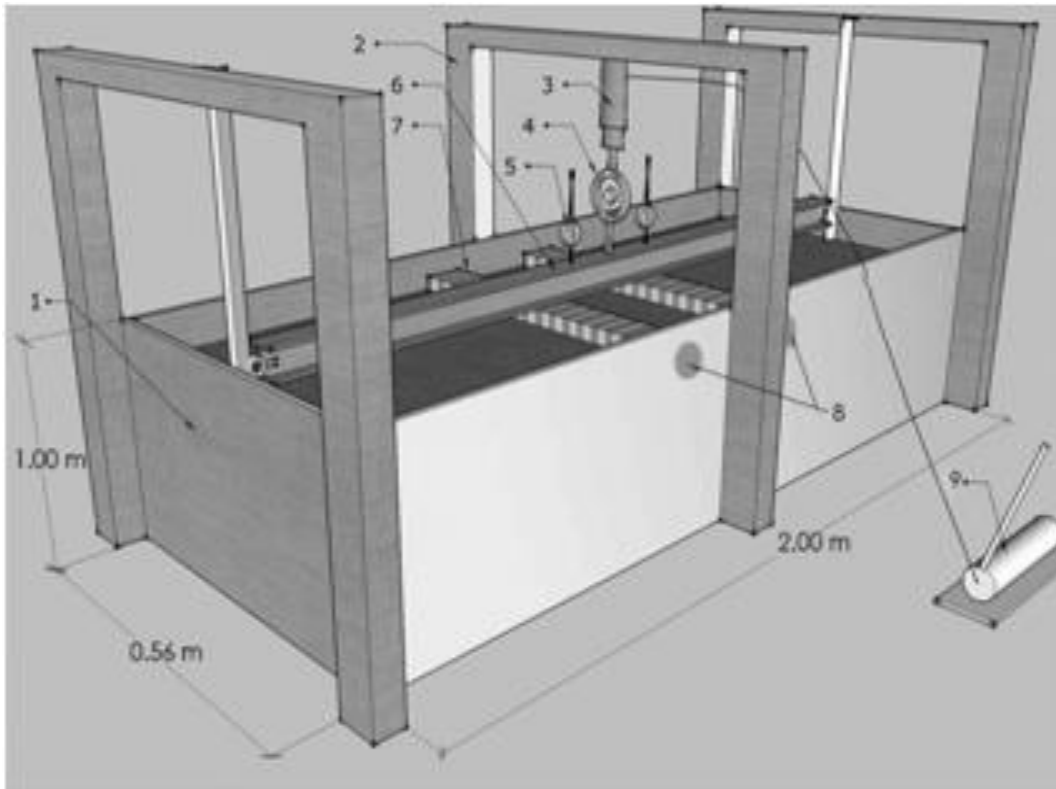


Figure III.1 Schéma de banc d'essai:1 bac en acier en acier (0.56x1.000x2.000) ; 2, portique en acier;3, presse hydraulique; 4, Anneau dynamométrique; 5, comparateur; 6, poutre en acier; 7, modèle de la semelle; 8, Cavités diamètre 110mm ; 9 Vérin hydraulique.

III.2.3 Modèle de la semelle

Les semelles utilisées dans les essais de laboratoire ont été préparés avec un profilé en acier (UPN 100), Le système de chargement était un vérin hydraulique et la charge a été transformée également sur les semelles à l'aide d'une poutre en acier rigide. Les aiguilles des comparateurs sont placées sur la poutre. Lorsque la charge est appliquée, le tassement est indiqué par le comparateur de déplacement, il est considéré comme le tassement des semelles.



Figure III.2 Le banc d'essai avec l'équipement.

III.2.4 Modèle de PVC

Dans la conception du modèle d'essai, les cavités sont réalisées à l'aide d'un tube en PVC afin d'assurer la présence de cavité vide. L'épaisseur du PVC utilisé est 02 millimètres, le diamètre extérieur est 110 millimètres et la longueur est 558 millimètres. Il est fait de plastique avec une densité de 1350 à 1460 kg / m³ et une résistance maximale à la traction de 45 MPa. L'allongement est de 20% à 80%, le module élastique est de 3000 MPa.

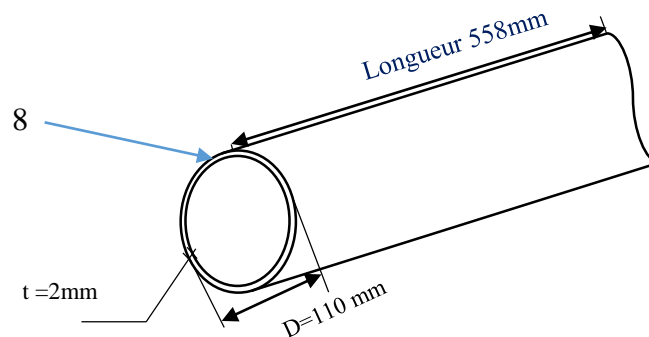


Figure III.3 Modèles de PVC utilisé dans le model.

III.2.5 Anneau dynamométrique

Les intensités des charges sont mesurées à l'aide d'un capteur de charge (anneau dynamométrique) de capacité 20 kN.



Figure III.4 Anneau dynamométrique utilisé.

III.2.6 Capteur de déplacement

La lecture max sur les capteurs de déplacement est de 100 mm et la précision est de 0,01 mm (c'est-à-dire la division 1 = 0,01 mm). L'aiguille du capteur de déplacement est placée sur la poutre.



Figure III.5 Capteur de déplacement.

III.3 Procédures d'essai

Afin de remplir le bac d'essais à une hauteur désirée, la surface remplie nivelée est compacté et les semelles sont placées sur la surface du sable avec un alignement prédéterminé de sorte que la charge sera transférée vers les deux semelles verticalement par la poutre et sur le fait que le bras de transfert de charge est placé, à travers lequel la charge est transférée aux semelles , Les essais sur modèle ont été effectués dans des conditions de sol granulaire. La première série d'essais a été conçue

pour déterminer la réponse de la semelle isolée reposant sur le sable granulaire. La charge a été appliquée progressivement jusqu'à l'effondrement du sol. Lorsque l'incrément de chargement final a été appliqué, la semelle a subi un déplacement sans augmentation de charge supplémentaire. Ensuite l'un ou les deux diamètres de 110 mm est placée sous les deux semelles avec des distances bien déterminées selon les tests d'analyses. Les capteurs de déplacement sont placés sur la poutre. Ensuite, la lecture initiale du capteur de déplacement est notée. La charge est appliquée sur les semelles avec un taux constant et on enregistre le tassement sous la charge appliquée. Chaque incrément de charge est maintenu jusqu'à ce que le tassement des semelles soit stabilisé, après on mesure le tassement à partir de la valeur enregistré sur le capteur de déplacement. On augmente la charge jusqu'à la rupture du sol et la courbe de déplacement de charge a finalement été tracée. La capacité portante a été obtenue par la méthode tangente qui a souvent été utilisée par le corps des ingénieurs. Trautmann et Kulhawy [49] ont utilisé cette méthode pour sélectionner la charge correspondant à un changement distinctif dans le tassement. Cette méthode est également connue sous le nom de méthode d'intersection tangente. Lorsque la réponse de la semelle isolée a été déterminée, deux semelles filantes adjacentes ont été chargées simultanément pour déterminer leur comportement d'interférence.

III.4 Programme des essais

L'objectif de l'étude expérimentale sur modèles réduits en laboratoire était de fournir des données des essais avec un rapport d'espacement (x) des semelles (axe à axe) variant de $1B$ à $5B$ ($B=10\text{cm}$ largeur de la semelle), rapport (H) entre semelles et cavités variant de $0.5H$ à $3H$ en prenant $H=B$, et un rapport d'espacement (L) des cavités variant de L à $5L$ avec D est le diamètre du cavité ($D=11\text{cm}$), pour la compréhension: L'effet des cavités sur l'évolution de capacité portante et facteur d'efficacité des deux semelles filantes en surface adjacentes reposant sur un sol granulaire (voir figure III.2) ont été étudiés.

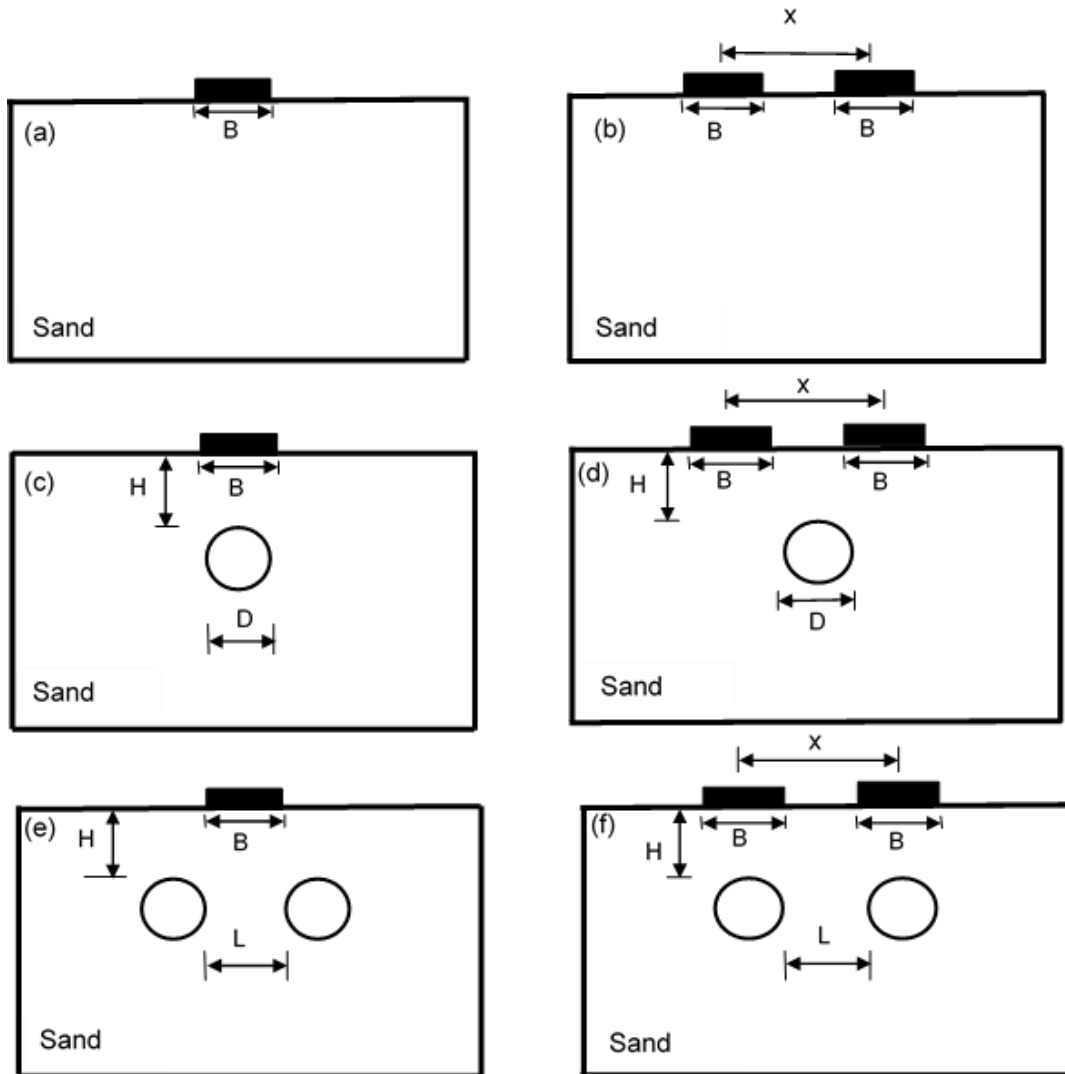


Figure III.6 Modèles utilisés dans cette étude: (a) semelle isolée; (b) deux semelles filantes adjacentes; (c) semelle isolée avec cavité; (d) deux semelles filantes adjacentes avec cavité; (e) semelle isolée avec deux cavités; (f) deux semelles filantes adjacentes avec deux cavités.

Tableau III.2 Programme expérimental utilisé dans cette étude.

Série des essais	x/B	H/B	L/B
Sans cavité	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0	/	/
Avec cavité	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0	/
Avec deux cavités	1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0

III.5 Analyse des résultats et discussions

Il existe différentes méthodes pour interpréter la capacité portante ultime à partir de la courbe chargement-déplacement, à savoir la méthode Log-Log [50], la méthode tangent intersection [51], la méthode 0.1B [52], la méthode hyperbolique et la méthode break point [53].

Nous signalons que pour les présents résultats d'essais, la capacité portante ultime est déterminée par la méthode de l'intersection des tangentes, comme le montre la figure III.7.

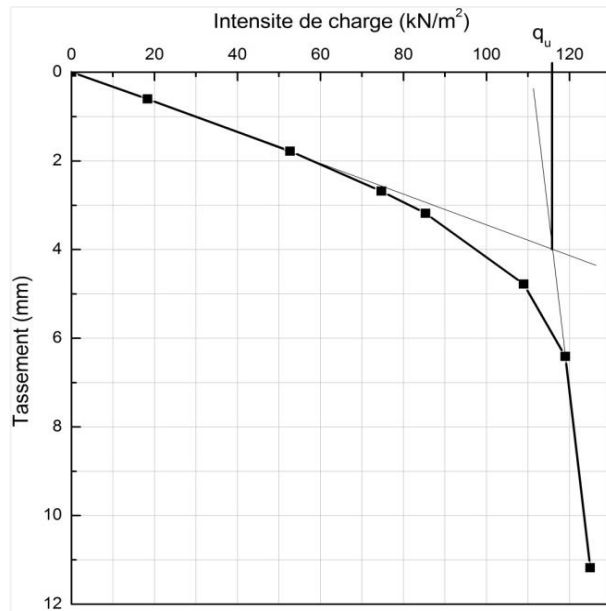


Figure III.7 Interprétation de la capacité portante ultime (q_u) par la méthode d'intersection des tangentes [51].

Pour la présente étude, la capacité portante ultime a été obtenue par la méthode des tangentes. Dans cette méthode, deux tangentes sont tracées le long de la partie initiale et la dernière partie de la courbe, la charge correspondant au point d'intersection de ces deux lignes sera projetée sur la ligne principale de la charge, ce qui représente la capacité portante.

La capacité de la semelle qui a été utilisée pour déterminer la charge correspondant au point de tassement a montré un changement significatif de pente ainsi qu'une charge correspondant à un changement distinctif marqué dans le tassement (Figure III.7).



Figure III.8 Photos des semelles au moment de chargement.

Le tableau(2) contient un programme des essais, dans la première étape, les cas d'une semelle isolée et le cas de deux semelles adjacentes reposant sur la surface d'une couche de sable sont examinés. Comme le montre la figure III.9, les résultats qui ont été utilisés pour déterminer la charge correspondant au point de tassement ont montré un changement de pente significatif et une charge correspondant à un changement distinctif du tassement. Selon Stuart [7], la variation de la courbe charge-tassement du sol granulaire indique que la capacité portante ultime des semelles atteint le niveau maximum lorsque les rapports d'espacement sont proches de celui d'un centre à l'autre de telle sorte que $x/B=1.25$ et $x/B=1.5$.

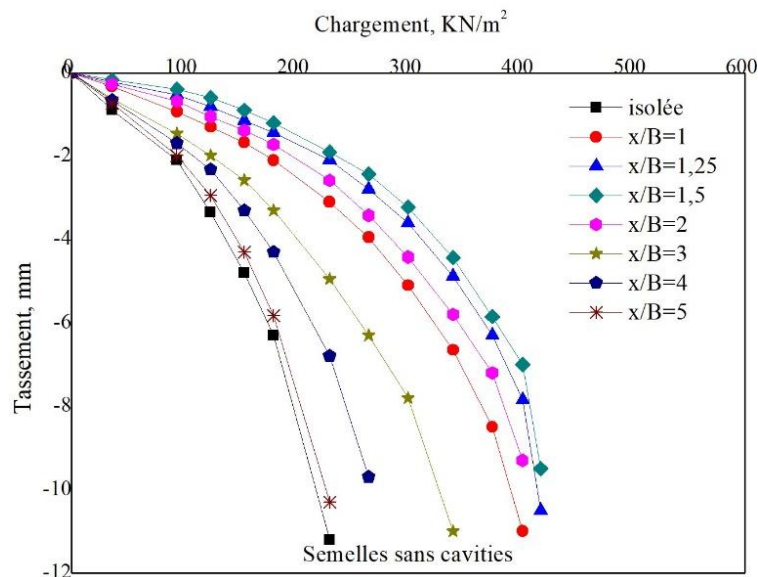


Figure III.9 Courbe chargement-tassement pour le cas de semelle isolée, deux semelles filantes, les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable sans cavités.

Dans la deuxième étape de cette partie on a étudié les cas d'une semelle isolée avec cavité $H/B=1$, ainsi que le cas des deux semelles adjacentes reposant sur la surface d'une couche de sable avec cavité $H/B=1$.

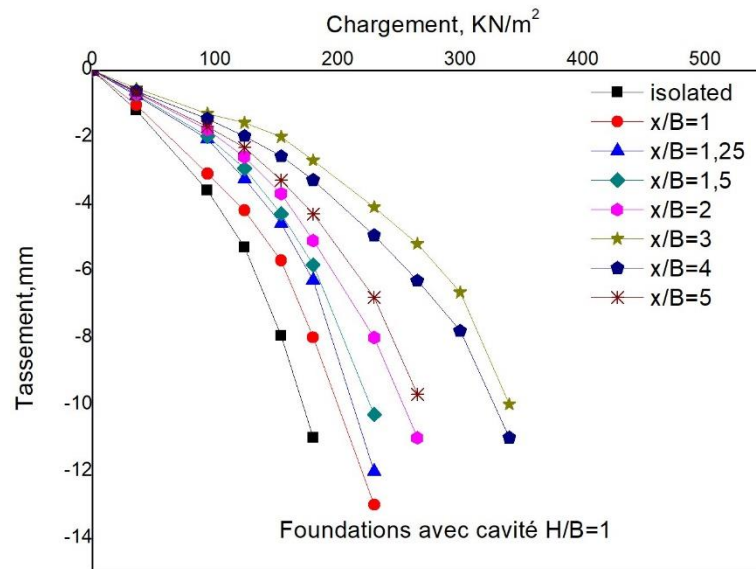


Figure III.10 Courbe charge-tassement cas d'une semelle isolée avec cavité $H/B=1$, deux semelles filantes avec cavité $H/B=1$, les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable.

Dans la troisième étape dans cette partie on a étudié les cas d'une semelle isolée avec deux cavités ($H/B=1, L/B=1$), ainsi que le cas des deux semelles adjacentes reposant sur la surface d'une couche de sable avec deux cavités ($H/B=1, L/B=1$).

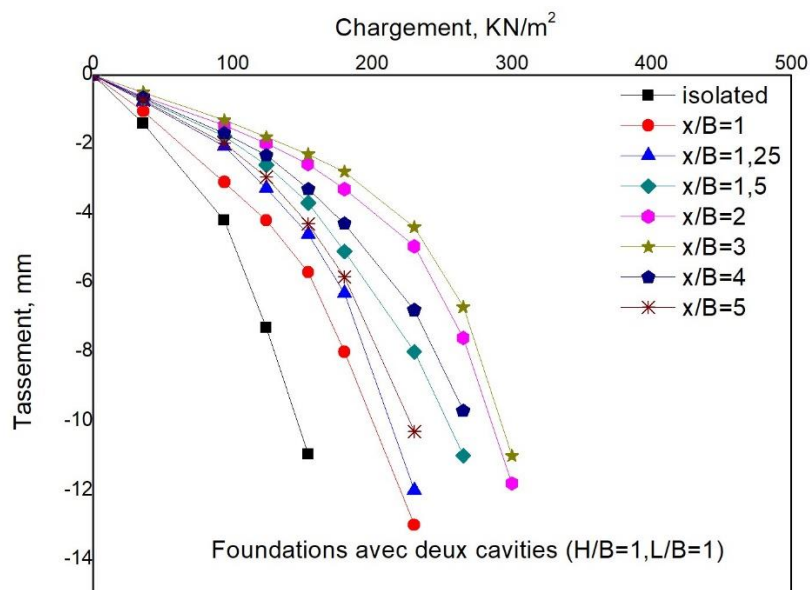


Figure III.11 Courbe charge-tassement cas d'une semelle isolée avec deux cavités ($H/B=1, L/B=1$), deux semelles filantes avec deux cavités ($H/B=1, L/B=1$), les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable.

Dans la quatrième étape on a étudié les comparaisons des trois cas des semelles isolées, le premier cas est une semelle isolée sans cavité, le deuxième cas est une semelle isolée avec cavité $H/B=1$, le dernier cas est une semelle isolée avec deux cavités ($H/B=1, L/B=1$), tous les cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable.

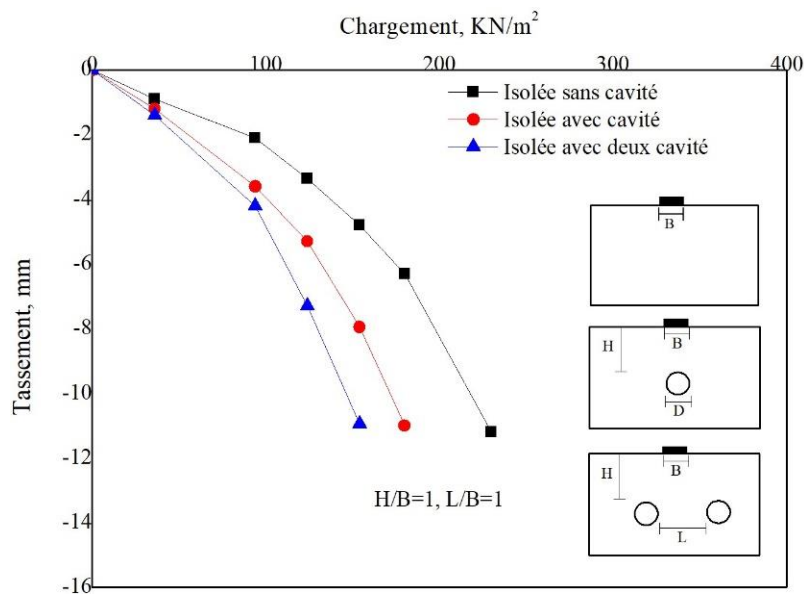


Figure III.12 Courbe charge-tassement de semelle isolée sans cavité, semelle isolée avec cavité ($H / B = 1$) et semelle isolée avec deux cavités ($H / B = 1$ et $L / B = 1$).

Dans la cinquième étape, nous avons comparé les deux cas de semelles adjacentes: un cas de semelles adjacentes sans cavité et un cas de semelles adjacentes avec cavité ($H / B = 1$), les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable.

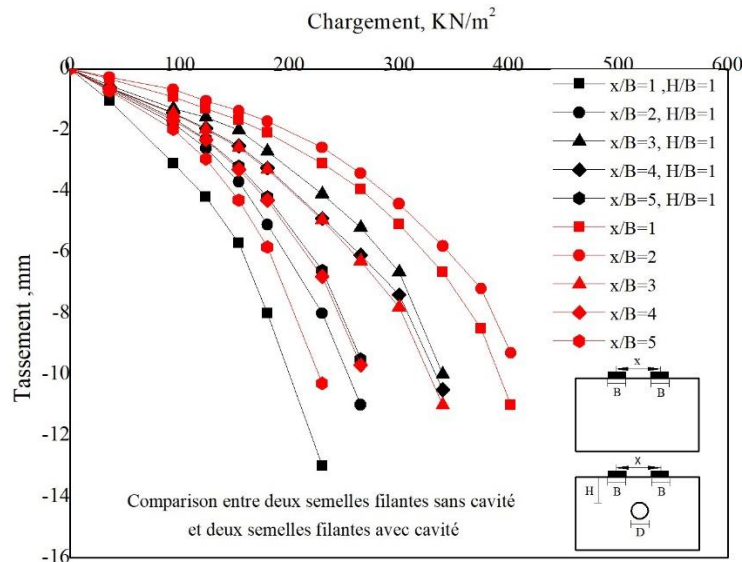


Figure III.13 Courbe chargement-tassement, cas des semelles adjacentes sans cavité, cas des semelles adjacentes avec cavité $H/B=1$.

Finalement on a étudié les comparaisons entre les deux cas des semelles adjacentes ; un cas des semelles adjacentes sans cavité et un autre cas des semelles adjacentes avec deux cavités ($H/B=1, H/B=1$), les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable.

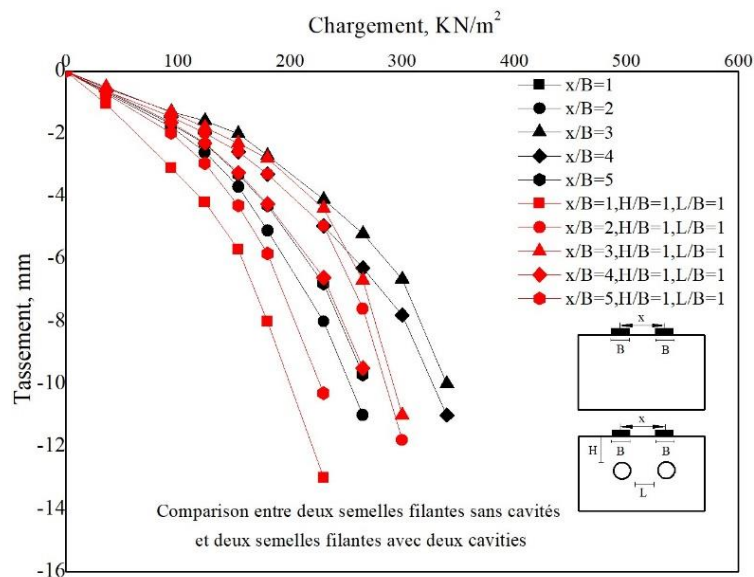


Figure III.14 Courbe de chargement-tassement, cas des semelles adjacentes sans cavité, cas des semelles adjacentes avec deux cavités ($H/B=1, L/B=1$).

Les diagrammes présentés dans cette étude constituent un ensemble de résultats qui permet la détermination de variation de la courbe chargement-tassement de sol granulaire. Dans le cas des semelles filantes sans cavités il s'est avéré que la capacité portante des semelles est maximale lorsque les rapports d'espacement (interférences) d'un centre à un autre (semelles) varient de x/B de 1.25 à

1.5.Lee et Eun [14] Cela reflète le fait que les semelles les plus grandes causent des tassements plus importants que les semelles les plus petites.

La courbe chargement tassement dans la présence de cavité sera changée tant que la distance H/B entre semelles et cavité varie lorsque : $H/B = 3$, $H/B = 2$, $H/B = 1$ et $H/B = 0.5$, c'est-à-dire si $H/B=0.5$ la charge sera minimum pour atteindre un tassement maximal ou un effondrement de cavité, car il y a une concentration de contrainte autour de la cavité aussi en constat que l'effet de la cavité est négligé dès que la distance H/B est supérieur ou égale à trois, Cela est dans le cas où il existe une seule cavité.

Mais s'il y avait deux cavités, l'interférence des cavités influe directement sur le tassement.

Pour le cas où L/B est inférieur à trois, on a observé que l'interférence entre les cavités est augmentée jusqu'à où $L/B=1$ pour une interférence maximale, ce qui va influencer directement sur le tassement ou la zone de l'interférence entre les cavités, dans ce cas les cavités sont considérées comme une cavité jumelé (comme le montre la figure III.14).

Les résultats de cette recherche ont montré que la pression appliquée sur les semelles filantes adjacentes au-dessus des cavités jumelles sera réduite par une diminution de la distance entre deux cavités pour atteindre un tassement maximal. Lavasan et al [54] montrent que ces résultats se produisent en raison de l'interférence entre mécanisme de rupture formé au-dessous de la semelle et les cavités. La capacité portante des semelles filantes est influencée par l'emplacement ainsi que la taille des cavités qui se situe sous les semelles. Baus et al [55] montrent que si la cavité est proche de la semelle; la charge sera diminué et le tassement sera augmenté.

Les cavités ont plus d'influence sur le tassement lorsque la distance entre les semelles filantes adjacente et les cavités est inférieur à trois fois la largeur de la semelle.

L'analyse des résultats obtenus expérimentalement a été faite en utilisant le paramètre sans dimension appelé facteur d'efficacité $\xi\gamma$. Ce paramètre a comme objet d'évaluer l'effet d'interférence des semelles implantées à la surface pour le cas d'un sable. Le facteur d'efficacité $\xi\gamma$ est défini comme le rapport de la capacité portante d'une semelle interférée avec ou sans cavité à celui d'une semelle isolée avec ou sans cavité.

$$EF = \frac{q_u \text{ Interférée (avec cavité ou sans cavité)}}{q_u \text{ Isolée (avec cavité ou sans cavité)}}$$

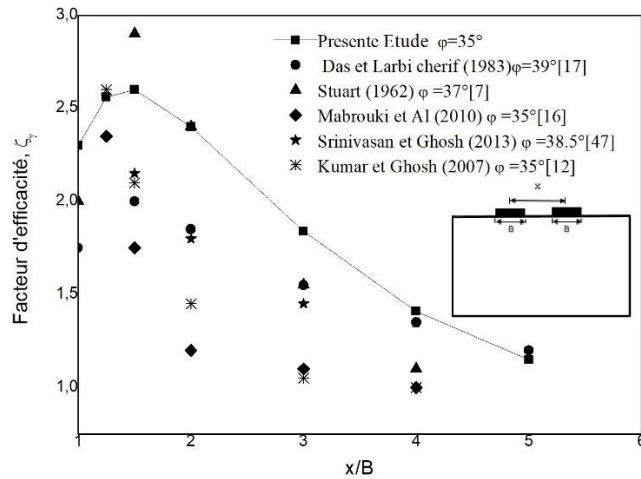


Figure III.15 Comparaison des valeurs $\xi\gamma$ des semelles filantes sans cavités avec les valeurs rapportées dans la littérature.

Afin de vérifier les valeurs du facteur de capacité portante sur le cas où les semelles filantes adjacentes reposent sur un sol granulaire, les résultats des tests expérimentaux ont été comparé avec ceux de Das et Larbi [17], Stuart [7], Mabrouki et al [16], Srinivasan et Ghosh [47] et de Kumar et Ghosh [12].

D'après la figure III.15, on a observé que facteur d'efficacité sera négligeable lorsque la distance entre les semelles filantes $x/B \geq 5$, et les facteurs de variation d'efficacité $\xi\gamma$ est maximale dans les cas où $x/B=1.5$ Cela est confirmé par Das et Larbi-Cherif [17], Mabrouki et al [16] et Srinivasan et Ghosh [47].

Les variations des facteurs d'efficacité due à la capacité portante $\xi\gamma$ avec x/B pour les différentes valeurs de H/B , sont illustrés à la Figure (III.16, III.17, III.18 et III.19).

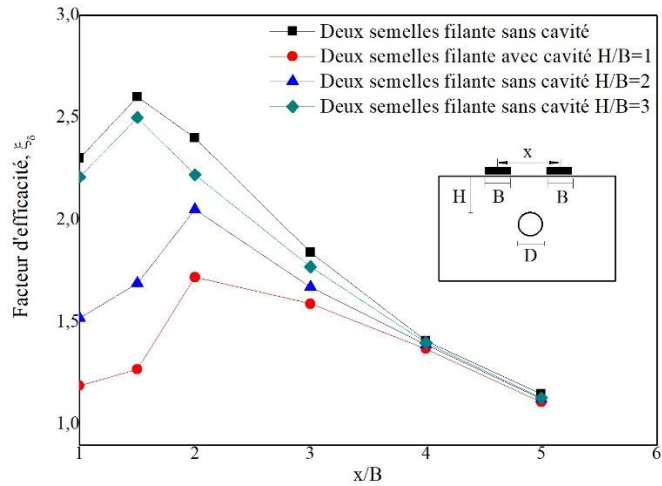


Figure III.16 Variation du facteur d'efficacité $\xi\gamma$ en fonction de x/B

Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité et avec cavité ($H/B=1$, $H/B=2$ et $H/B=3$).

Cette figure présente une comparaison entre deux semelles filantes adjacentes, la première avec cavité avec trois distances entre semelles et cavité ($H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$) et l'autre sans cavité, nous constatons que le facteur d'efficacité $\xi\gamma$ sera arrivé à une valeur maximale lorsque la distance $x/B=1.5$ dans deux cas: le premier est le cas des semelles filantes adjacentes sans cavité et le deuxième est le cas des semelles filantes avec cavité $H/B=3$, ce qui nous expliquera que l'effet d'influence de cavité est négligé quand la distance entre semelles et cavité $H/B=3$ et le facteur d'efficacité $\xi\gamma$ sera augmenté lorsque la convergence entre les semelles augmente. Dans les deux autres cas restants $H/B=1$ et $H/B=2$ on a remarqué que le facteur d'efficacité $\xi\gamma$ diminue progressivement quand la cavité sera proche des semelles qui influence directement sur le facteur d'efficacité $\xi\gamma$ sur les semelles.

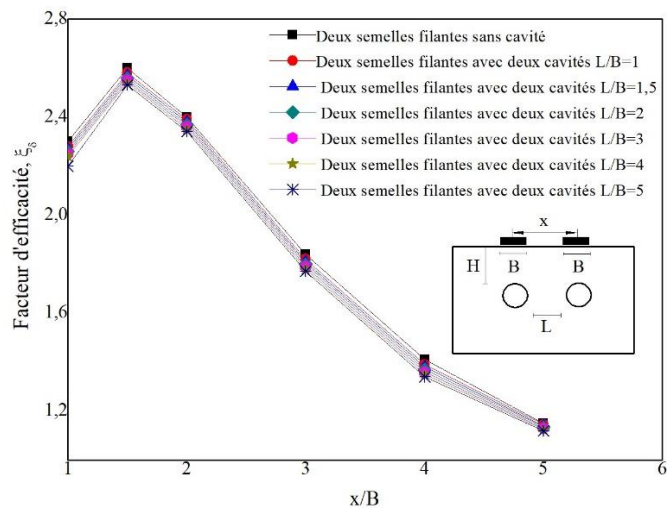


Figure III.17 Variation des facteurs d'efficacité $\xi\gamma$ en fonction de x/B

Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=3$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).

Dans cette série d'essais, les modèles de teste des deux semelles filantes adjacentes x/B avec deux cavités L/B ont été choisis, on a fixé la distance entre les semelles et les cavités $H/B=3$, à chaque fois on a changé les deux distances entre les semelles x/B , entre les cavités L/B , les résultats de variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B sont présentés dans la Figure III.17, les résultats des essais que nous avons retenus sont rapprochés ce qui indique que les cavités n'ont pas d'influence sur l'interférence entre les semelles filantes, c'est à dire quand H/B est supérieur ou égale à trois l'effet de cavités sera éliminée.

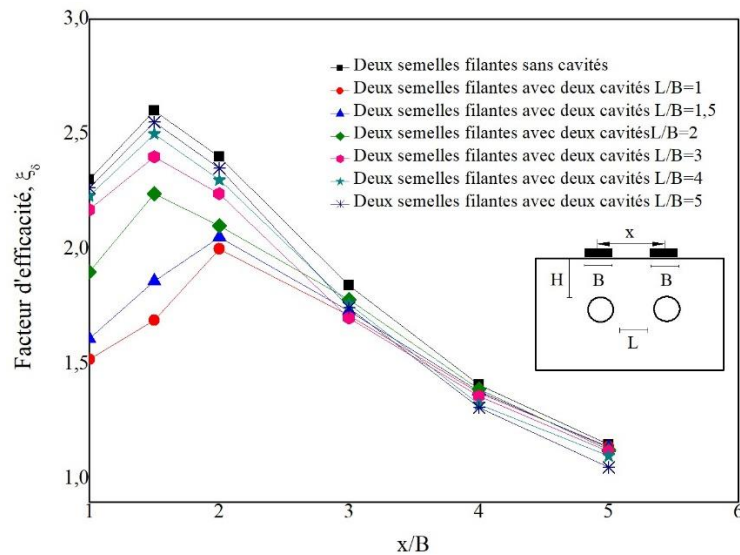


Figure III.18 Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B

Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=2$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).

On a diminué la distance entre les semelles et les cavités $H/B=2$ puis on a comparé les valeurs de variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B sous l'effet de la convergence entre les semelles et les cavités avec les valeurs du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B des semelles filantes sans cavités est illustrée sur la Figure III.18. À partir des résultats que nous avons obtenus on a trouvé que la présence des cavités au-dessous des semelles minimisera le facteur d'efficacité et facteur d'efficacité entre les semelles et on a remarqué que la convergence entre les semelles et les cavités ($H/B = 3$ à $H/B = 2$) diminuera les performances de l'effet d'interférence.

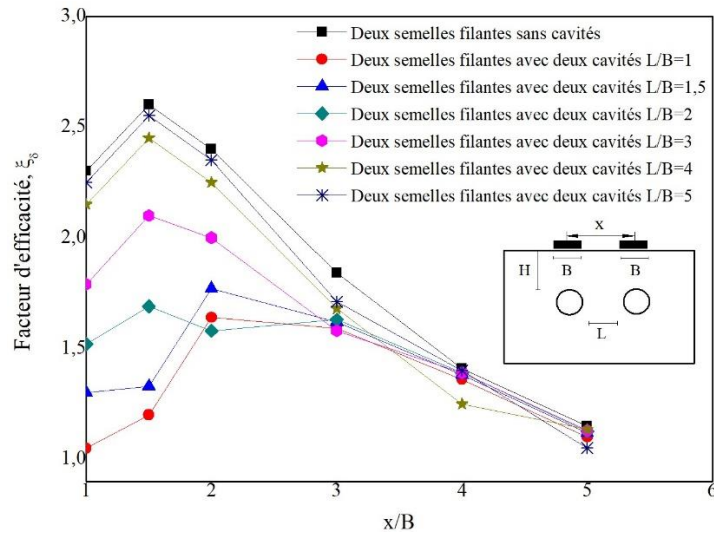


Figure III.19 Variation du facteur d'efficacité ζ_γ en fonction de x/B

Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=1$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).

Dans ces essais on a choisi la distance entre les semelles et les cavités $H/B=1$ et on a comparé les valeurs de variation du facteur d'efficacité ζ_γ en fonction de x/B avec les valeurs du facteur d'efficacité ζ_γ des semelles filantes sans cavités en fonction de x/B , ces essais sont illustrés dans la Figure III.19. A la fin, nous avons trouvé un changement radicale dans les résultats ζ_γ en fonction de x/B à cause de la grande convergence entre les cavités et les semelles filantes ce qui a abouti à la négligence de facteur d'efficacité entre les semelles.

III.6 Conclusion

Les résultats obtenus à partir de l'étude expérimental qui on fait pour déterminer l'effet des cavités sur la capacité portante de deux fondations superficielles interférentes reposant sur un sol granulaire ont permis de tirer les conclusions suivantes :

1. Dans le cas de semelles filantes adjacentes sans cavité, la valeur ζ_γ maximale était approximativement égale à 3, ce qui correspond à un espacement de $x/B = 1,5$.
2. La stabilité de la semelle repose sur un sol granulaire au-dessus de la cavité influencé par plusieurs facteurs, principalement la profondeur entre la semelle et la cavité. Cette stabilité varie en fonction de nombreux paramètres, notamment l'espacement entre les semelles, la forme, l'orientation et les dimensions de la cavité souterraine.
3. Une augmentation significative de la valeur de la capacité portante a été observée sous l'effet d'une cavité existante pour $H/B = 3$, $H/B = 2$, $H/B = 1$ et $H/B = 0,5$, en raison de la concentration de les contraintes autour de la cavité, qui provoquera par la suite la déformation

de la cavité. Sous l'effet de la cavité, une diminution significative de la capacité portante a été rapportée, la capacité portante est augmentée avec la divergence entre les semelles et les cavités de $H/B = 1$ à $H/B = 3$. L'effet de la cavité a été annulée dans le cas où le rapport $H/B = 3$.

4. Une augmentation excessive du tassement due à l'effet de la convergence des deux cavités jumelées qui sont considéré comme une seul grande cavité.
5. Dans le cas où la présence d'une cavité au-dessous des semelles filantes adjacente, les résultats des facteurs d'efficacité EF sont maximum lorsque le rapport $x/B=1.5$ avec rapport entre semelles et cavité $H/B=3$, ce qui nous expliquera que l'effet d'influence de cavité est négligée quand la distance entre semelles et cavité $H/B=3$ et facteur d'efficacité sera augmenté lorsque la convergence entre les semelles augmente.
6. À partir des résultats que nous avons retenue on a trouvé que la présence des cavités au-dessous des semelles $H/B=2$ va minimiser le facteur d'efficacité entre les semelles. De plus, la convergence entre les semelles et les cavités ($H/B = 3$ à $H/B = 2$) diminue les performances de l'effet d'interférence.
7. Avec une distance entre les semelles et les cavités de $H/B = 1$, on va comparer les valeurs de variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B avec les valeurs du facteur d'efficacité ξ_γ des semelles filantes sans cavités en fonction de x/B . Nous avons trouvé un changement radicale dans les résultats du facteur d'efficacité en fonction de x/B à cause de la grande convergence entre les cavités et les semelles ce qui a abouti à la négligence de facteur d'efficacité entre les semelles.

CHAPITRE IV : Aperçu numérique utilise dans la présente étude

IV.1 Introduction

Les développements rapides dans le domaine de l'intelligence artificielle et des mathématiques ont permis aux ingénieurs géotechniciens en génie civil en recours aux méthodes qui leurs permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. En utilisant la méthode des éléments finis afin de traiter rapidement et qualitativement des projets complexes tels que des problèmes géotechniques et d'obtenir des résultats proches de la réalité.

IV.2 Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

- **Elle nécessite :**
 - La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
 - Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay etc...
 - Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
 - L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.
- **Elle permet :**
 - D'effectuer les calculs d'écoulement ;
 - De simuler toutes les phases de travaux ;
 - De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
 - De calculer un coefficient de sécurité.
- **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**
 - Les déplacements des ouvrages.
 - Les sollicitations internes des ouvrages.
 - Les efforts dans les butons ou tirants.

○ **Et pour le sol :**

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.
- Calculer un coefficient de sécurité.

IV.3 Présentation de PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable. Le recours aux manuels devenant rare. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

IV.4 Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise. Par contre, si elles ont

un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peu évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis

élastoplastique, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

IV.5 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

IV.5.1 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau, et un patin de seuil S_0 **figure IV.1**.

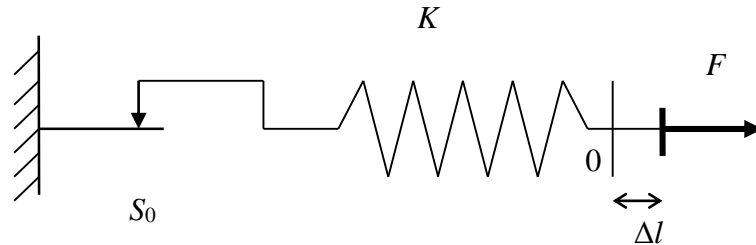


Figure IV.1 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la **figure IV.2**.

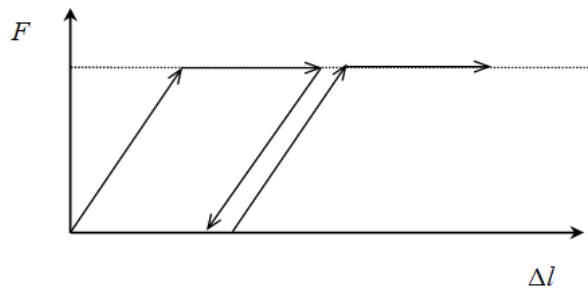


Figure IV.2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les **figures IV.1** et **IV.2** est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La **figure IV.3** représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

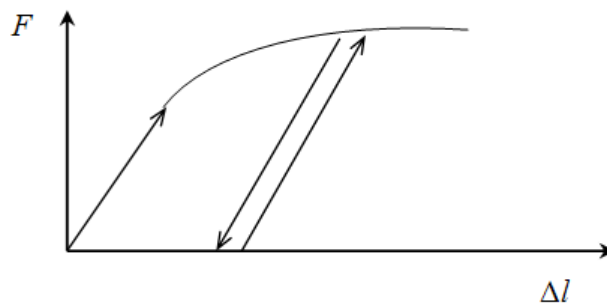


Figure IV.3 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

IV.5.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais préssiométriques.

Les relations entre le module d'Young E est les autres modules sont données :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \quad K = \frac{E}{3(1 + \nu)} ; \quad E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} .$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad \text{Avec} \quad y < y_{ref} . \quad (IV.1)$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

IV.5.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c ; \quad (IV.2)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau **figure IV.4**

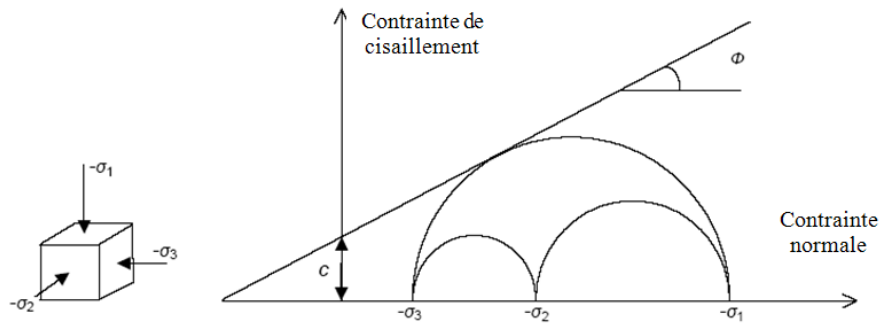


Figure IV.4 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice figure IV.5 sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

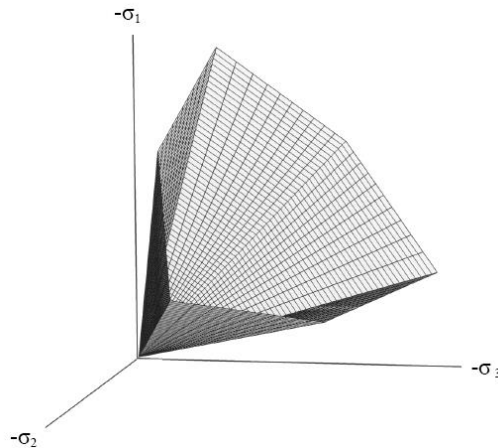


Figure IV.5 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres figure IV.6 Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

a) Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé

de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture figure IV.6

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

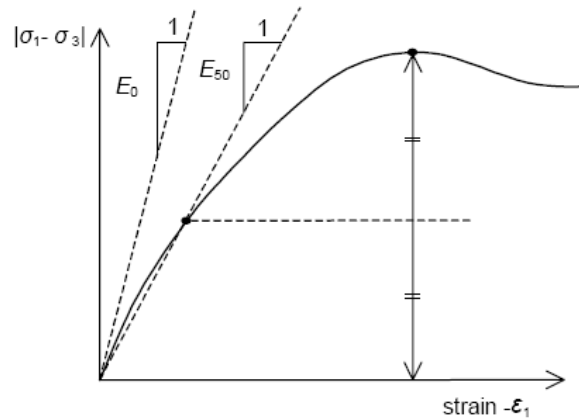


Figure IV.6 Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb figure IV.4

d) Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre (c-depth). Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ. \quad (\text{IV.3})$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ. \quad (\text{IV.4})$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

IV.5.4 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Les paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont représentés comme suit :

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref}	: module sécant dans un essai triaxial ;	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: module tangent dans un essai oedométrique ;	[kN/m ²]
m	: Puissance (environ 0,58 pour les sables)	[-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3$ à $4 E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$)	[-]
p^{ref}	: Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	[kN/m ²]
K_0^{NC}	: K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$)	[-]
$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$)	[kN/m ³]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m ²]

b) Courbes effort-déformation

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort deviatoric q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainé standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f \quad \left. \vphantom{\frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}} \right\} \quad (IV.5)$$

$$\text{Avec : } q_f = (c \cot\varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad \text{et } q = q_f/R_f \quad \left. \vphantom{(c \cot\varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}} \right\} \quad (IV.6)$$

q_a : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

c) Les modules

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{Avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2. \quad (\text{IV.7})$$

Pour la décharge on prend : $E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m.$ (IV.8)

La **figure IV.7** redonne ces définitions :

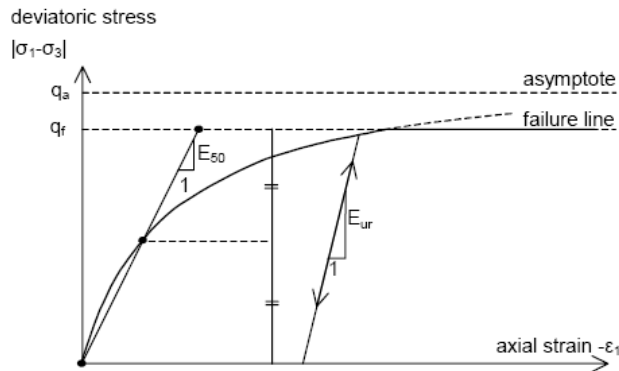


Figure IV.7 Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométriques tangent est donnés par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m. \quad (\text{IV.9})$$

La définition du module oedométriques tangent est donnée sur la figure IV.8 et celle de la dilatace (éventuellement) sur la figure IV.9

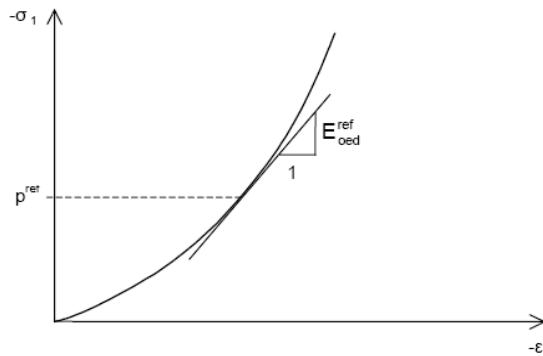


Figure IV.8 Définition du module oedométriques tangent.

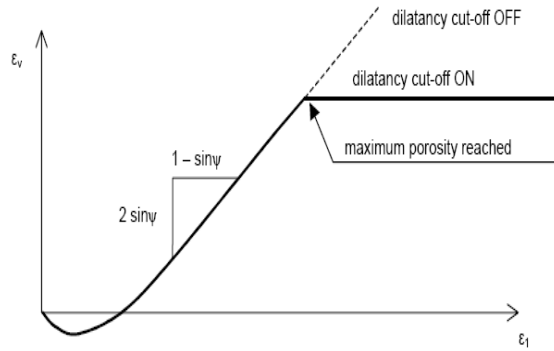


Figure IV.9 Définition de l'angle de dilatance.

d) Surface de charge

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan $q-p$ la forme des surfaces de charge figure IV.10

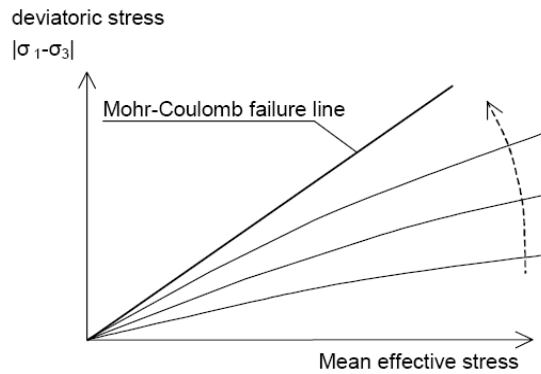


Figure IV.10 Forme des surfaces de charge du HSM.

e) Surface de rupture

La surface de rupture est présentée sur la figure IV.11 pour un sol non cohérent.

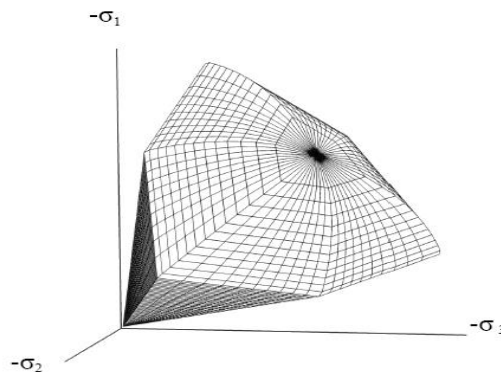


Figure IV.11 Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

IV.5.5 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)

Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissement que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométriques ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométriques).

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du **tableau IV.1**. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Tableau IV.1 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres :

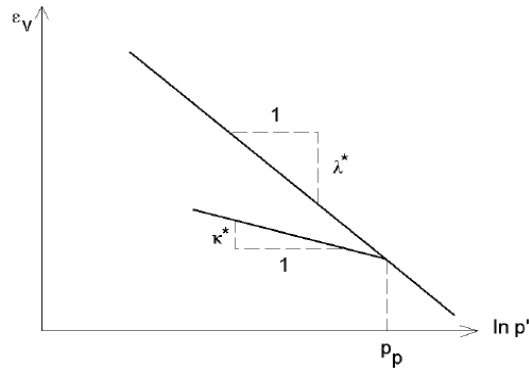


Figure IV.12 Différentes représentations lors d'un essai oedométriques.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) Paramètre de contrainte K_0

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} ; \quad (IV.10)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8 K_0^{NC} .$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage dans le plan p - q .

c) Coefficient de Poisson

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométriques, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} . \quad (IV.11)$$

Dans PLAXIS la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

En résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

- λ^* : indice de compression ; [-]
- κ^* : indice de gonflement ; [-]
- C : cohésion ; [K/m²]

Φ : angle de frottement ; [°]

Ψ : Angle de dilatance. [°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur} : coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ; [-]

K_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M [-]

M : paramètre en fonction de K_0^{NC} . [-]

IV.5.6 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroûssage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure IV.13 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

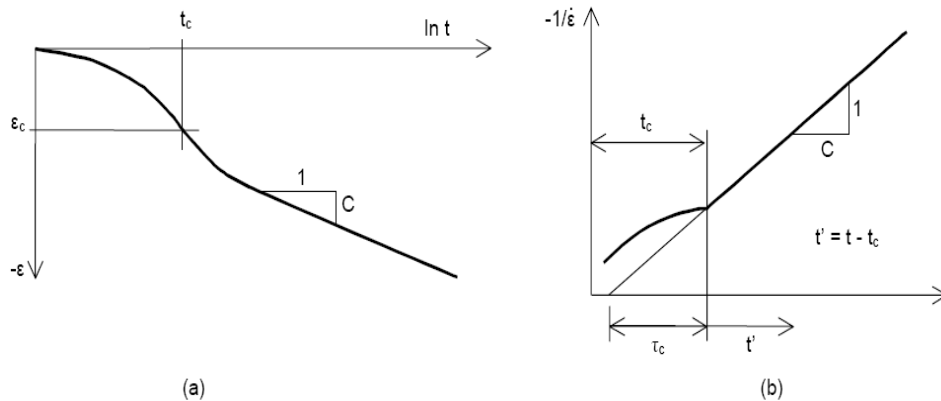


Figure IV.13 Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p-q figure IV.14 en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

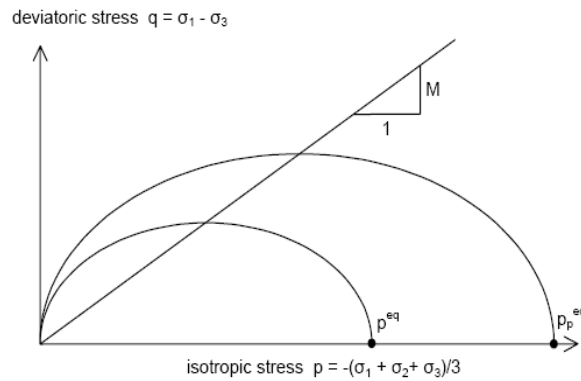


Figure IV.14 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} ; \quad (IV.12)$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2K_0^{NC})} \right]. \quad (IV.13)$$

Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{C \alpha_v}{2,3(1 + e)}. \quad (IV.14)$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

c : cohésion ; [K/m²]

φ : angle de frottement ; [°]

ψ : Angle de dilatance. [°]

Paramètre de consolidation :

κ^* : indice de gonflement ; [-]

λ^* : indice de compression ; [-]

μ^* : indice de fluage. [-]

Les paramètres avancés :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC}	[-]

IV.6 Conclusion

Afin de résoudre plus rapidement les problèmes géotechniques, le recours aux études numériques est devenu plus qu'avant. La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité, même si certains paramètres diffèrent dans leur expression mais sont toujours liés à des paramètres géotechniques classiques.

En réalité, le modèle de comportement est déterminé en fonction du problème à résoudre, tel que : le tunnel, la fondation sur le terrain en pente, le soutènement, etc...

CHAPITRE V : Analyse numérique de l'effet des cavités sur la capacité portante de deux fondations superficielles interférées

V.1 Introduction

Le problème de la capacité portante d'une fondation filante a été largement étudié dans la littérature par des approches théoriques ou numériques. En revanche, pour les fondations superficielles interférées, les modélisations numériques sont récentes et les ingénieurs géotechniciens utilisent des coefficients empiriques préconisés par les différentes réglementations.

L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puis qu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes. L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement de semelles. La modélisation du comportement des semelles exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des semelles ainsi que le choix d'un bon modèle et d'une loi de comportement adéquate du sol, ainsi qu'elle peut être réalisée par une schématisation de révolution ou tridimensionnelle.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base:

- La mécanique des structures: élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,...etc.
- L'analyse numérique: méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres,...etc.
- L'informatique appliquée: techniques de développement et de maintenance.

Dans cette étude, on s'intéresse aux quelques situations relatives à la construction des fondations superficielles interférées au-dessus des cavités sur un sable avec des simulations numériques qui ont été mené par le code Plaxis 2D. Et en variant des paramètres incluant la densité relative du sol, la position de la semelle par rapport aux cavités jusqu'à la rupture.

V.2 Définition de données

Pour mener des calculs numériques corrects à l'aide du code PLAXIS 2D, on doit lui introduire exactement toutes les données qui sont les suivantes:

V.2.1 Hypothèses et géométrie

La présente étude est modélisée par un modèle géométrique plan (2D) de 80 mètres de largeur sur 25 mètres de profondeur (Figure V.1). Puisque la plupart des solutions théoriques disponibles et des données expérimentales de la littérature sont destinés uniquement pour les semelles rugueuses, les fondations sont représentées par des semelles filantes rugueuses, elles sont posées à la surface ayant chacune une largeur de 1.00 mètres et supposées infiniment rigides $E_b/E_{sol} = \infty$. Les deux semelles sont distantes entre elles d'une valeur égale à x entre axe. Les deux cavités sont distantes entre elles d'une valeur égale à L et H entre semelles et cavités. Le sol utilisé dans cette analyse est un sable sans cohésion ayant un poids volumique sec $\gamma = 19 \text{KN} / \text{m}^3$, l'angle de frottement 35° par incréments de 5° et obéissant au critère de Mohr-Coulomb.

La variation de la distance entre axes des semelles : sur l'intervalle 1 à $5B$ un espacement de $x=0,125B$ a été fixé du fait que de grandes variations sont repérées au niveau de la charge ultime tandis qu'à partir de $1,5B$ un pas de $0,5B$ a été fixé.

La variation de la distance entre deux cavités : sur l'intervalle L à $3L$.

La variation de la distance entre les semelles et les cavités : sur l'intervalle H à $3H$.

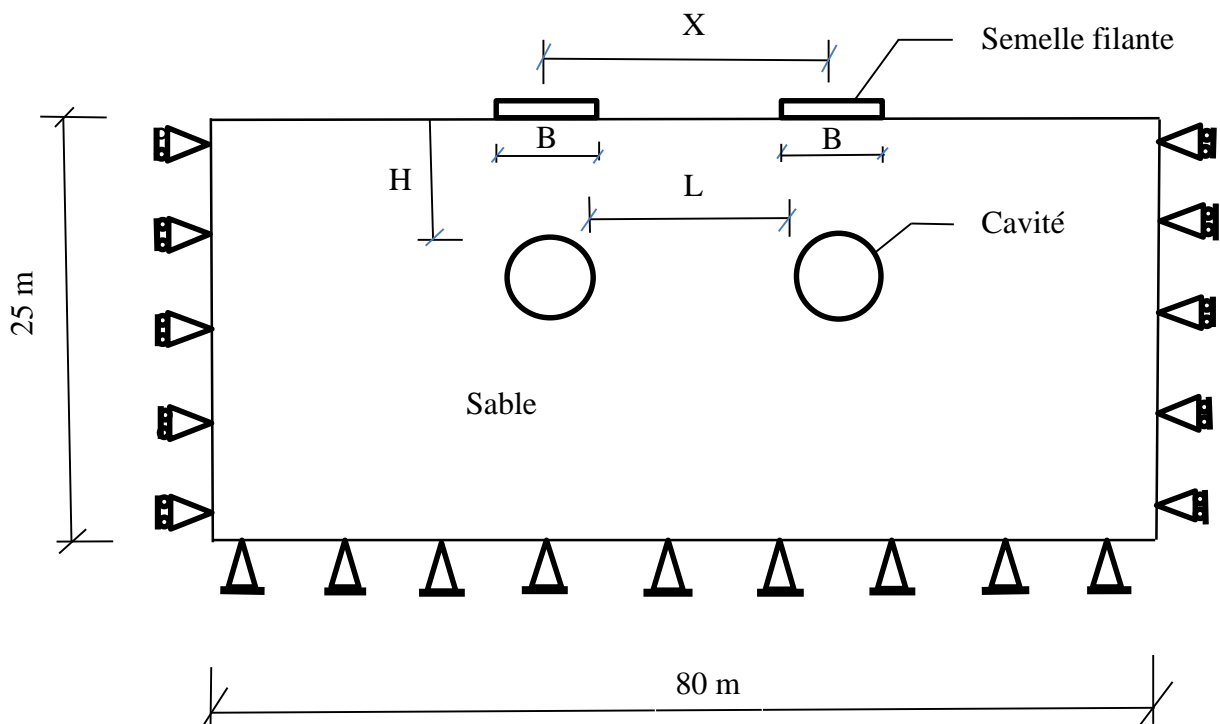


Figure V.1 Présentation du modèle numérique.

Conditions aux limites : On choisit les conditions aux limites par défaut, déplacements bloqués sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

V.2.2 Caractéristiques des matériaux

V.2.2.a Propriétés de la couche de sol

Pour modéliser le sable on a décidé d'utiliser le critère non linéaire de **Mohr-Coulomb** due à sa simplicité et la disponibilité des paramètres dont on a besoin.

Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Propriétés de la couche de sol.

Paramètres	Nom	Sable	Unité
Modèle type	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	17	kN/m ³
-Poids volumique humide	γ_{sat}	19	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	4,56.10 ⁵	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0,30	-
Cohésion	c	1	kN/m ²
Angle de frottement	ϕ	35°	°
Angle de dilatation	ψ	35°	°
Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	1	-

V.2.2.b Maillage et conditions aux limites

b.1 Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux du modèle en utilisant l'option par défaut (standard fixities).

b.2 Maillage

Le modèle est établi en éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 488 éléments. On règle la finesse du maillage "*refine global*" sur "Mesh" puis sur le model globale, on le raffine localement au niveau de la partie sélectionné du sol au-dessous des fondations en deux fois "*refine cluster*", comme indiqué sur la figure V.2.

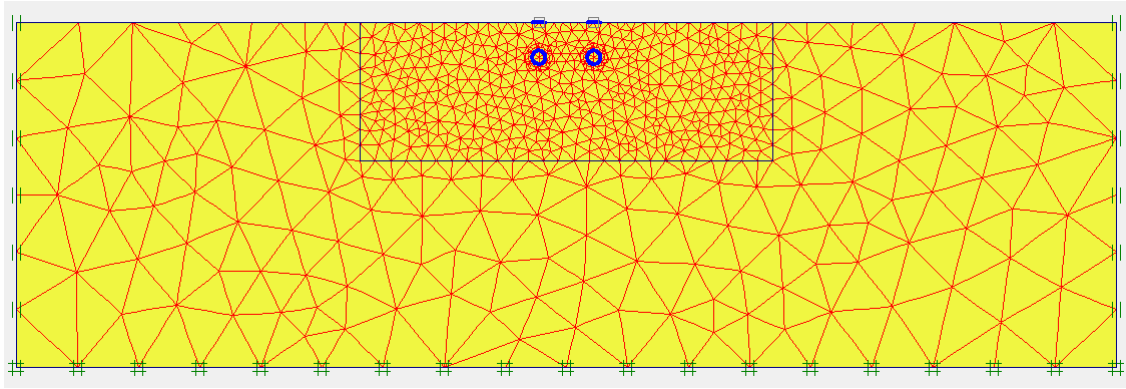


Figure V.2 Maillage du modèle numérique.

b.3 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales et cela se fait dans la phase de calcul.

b.4 Les contraintes initiales

Le calcul se fait défini en deux phases dans l'ordre comme suit :

- **Phase 0** : Initiation des contraintes (procédure K_0), on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1** : Mise en place des fondations.

V.2.3 Méthode de l'analyse

Dans toutes les analyses effectuées dans la présente étude, nous supposons que les semelles sont situées sur la surface du sol et le sol est pulvérulent. Ainsi, les deux coefficients N_c et N_q dans la formule de Terzaghi pour la détermination de la capacité portante sont négligeables. Le chargement est appliqué sur les deux fondations sous forme d'une charge uniformément répartie sur la largeur de chaque semelle et avec la même amplitude.

La charge pour laquelle il y a eu rupture s'appelle charge limite. Avant d'entamer l'analyse d'interférence des deux semelles filante au-dessus des cavités sur la surface libre d'un sol granulaire, on a jugé utile d'étudier les cas usuels de semelle isolée et de deux semelles reposantes sur un sol homogène. Cette étude nous a permis d'avoir une idée sur le comportement des semelles, et nous servira par la même occasion de test de validation pour notre procédure de simulation, et montre, en plus, le degré de fiabilité du code PLAXIS 2D pour le calcul de la charge limite ultime.

Les résultats numériques obtenus nous ont permis de déterminer la valeur du facteur de portance N_γ et le facteur d'efficacité ξ_γ que l'on peut comparer avec les résultats obtenus par certains auteurs

V.2.4 Les principaux résultats

Nous allons donner les résultats de la dernière phase seulement et on s'intéressera successivement aux contraintes et aux déplacements :

V.2.4.1 Point plastique

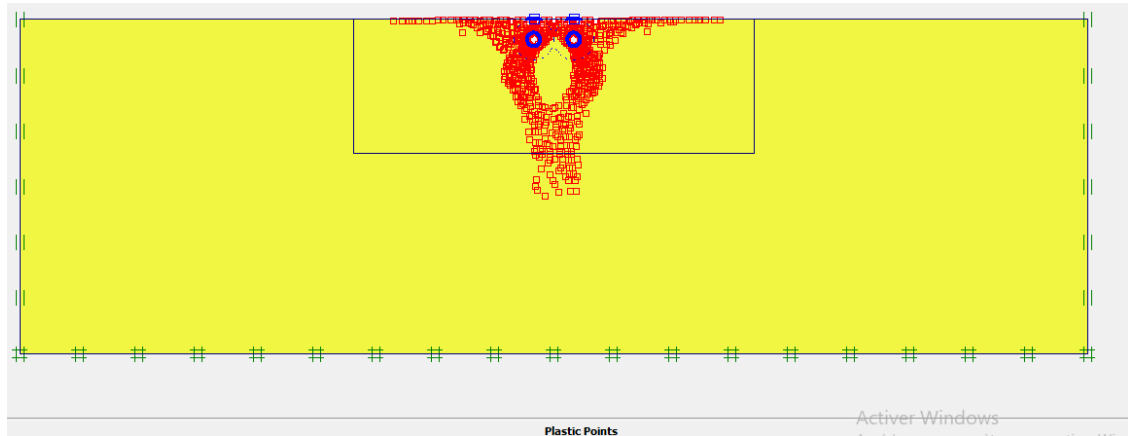


Figure V.3 Points plastiques.

V.2.4.2 Déplacement vertical (Tassement)

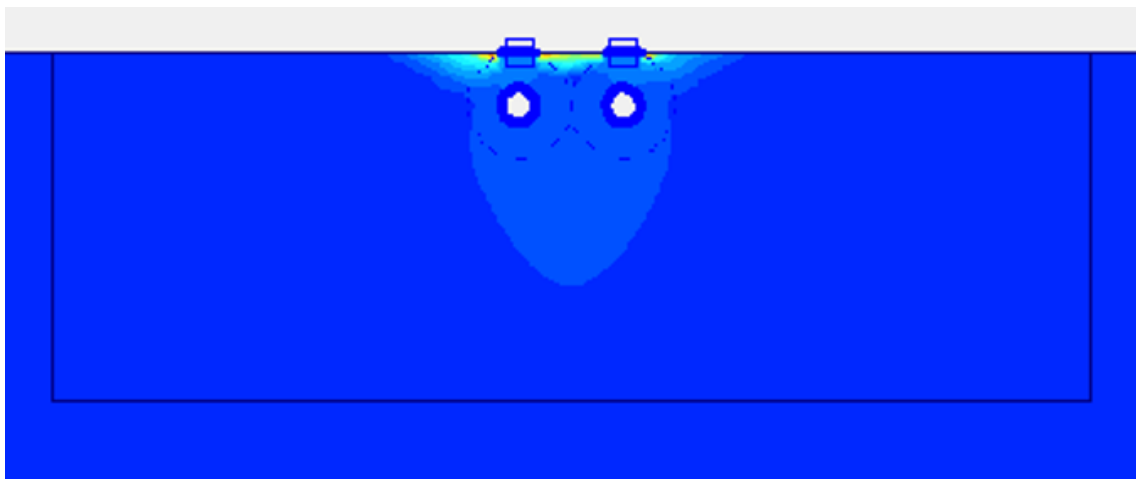


Figure V.4(a) Déplacement vertical (Tassement).

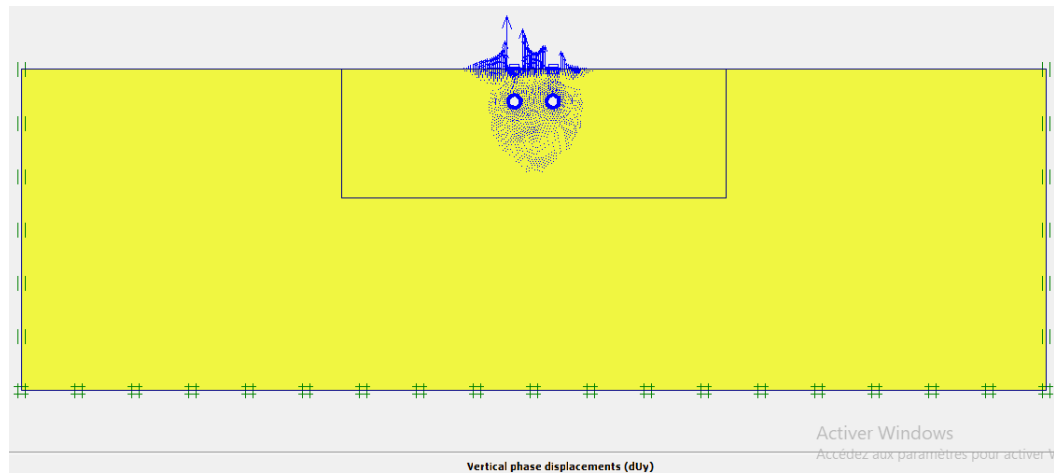


Figure V.4(b) Déplacement vertical (Tassement).

V.3 Courbe chargement-tassement

Après avoir terminée le calcul de chaque model numérique on peut déterminer la réponse premièrement de la semelle isolée sans cavité, Dans la deuxième semelle isolée avec cavité $H=1$, dans la troisième semelle isolée avec cavité $H=2$, et enfin semelle isolée avec cavité $H=3$. Les courbes de chargement-tassement pour les cas précédents sur un sol homogène (sable) ont été illustrées sur la figure V.4. On peut observer que la charge ultime de la semelle isolée sans cavité plus élevée par rapport aux autres cas.

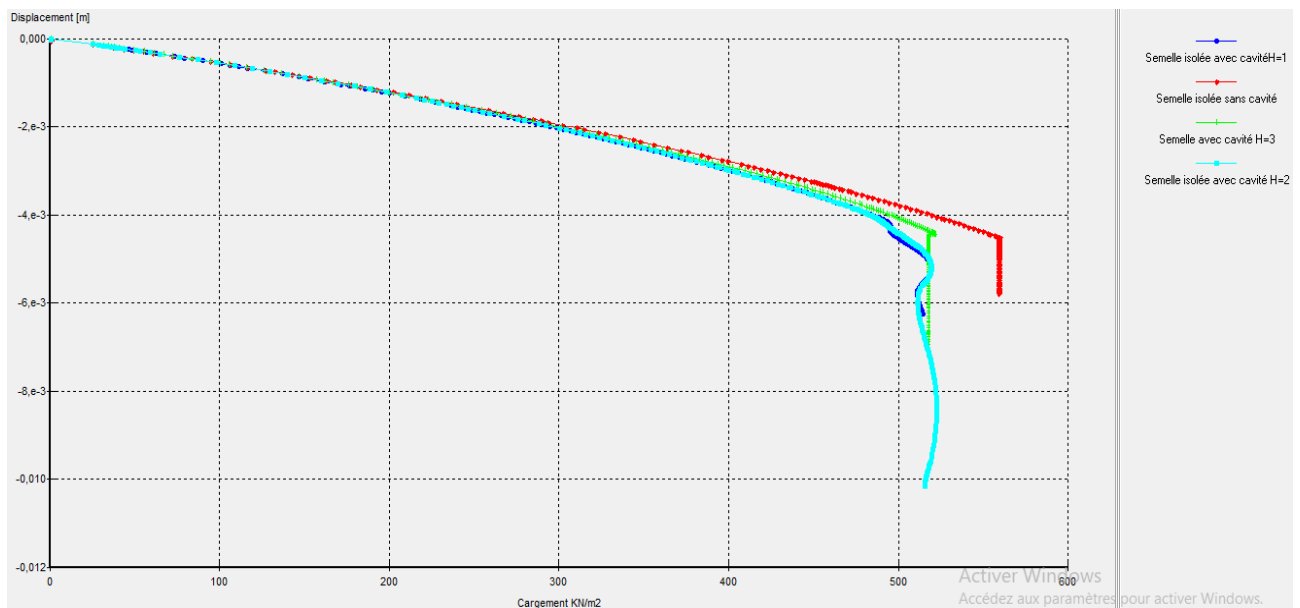


Figure V.5 Courbe chargement-tassement de semelle isolée sans cavité, semelle isolée avec cavité ($H/B = 1, 2, 3$).

Par la suite, nous avons comparé les deux cas par une analyse numérique, un cas de semelle isolée et un cas deux semelles filantes adjacentes. La variation de la courbe charge-tassement du sol

granulaire indique que la capacité portante ultime des semelles atteint le niveau maximum lorsque les rapports d'espacement sont proches de celui d'un centre à l'autre de telle sorte que $x/B=1.5$.

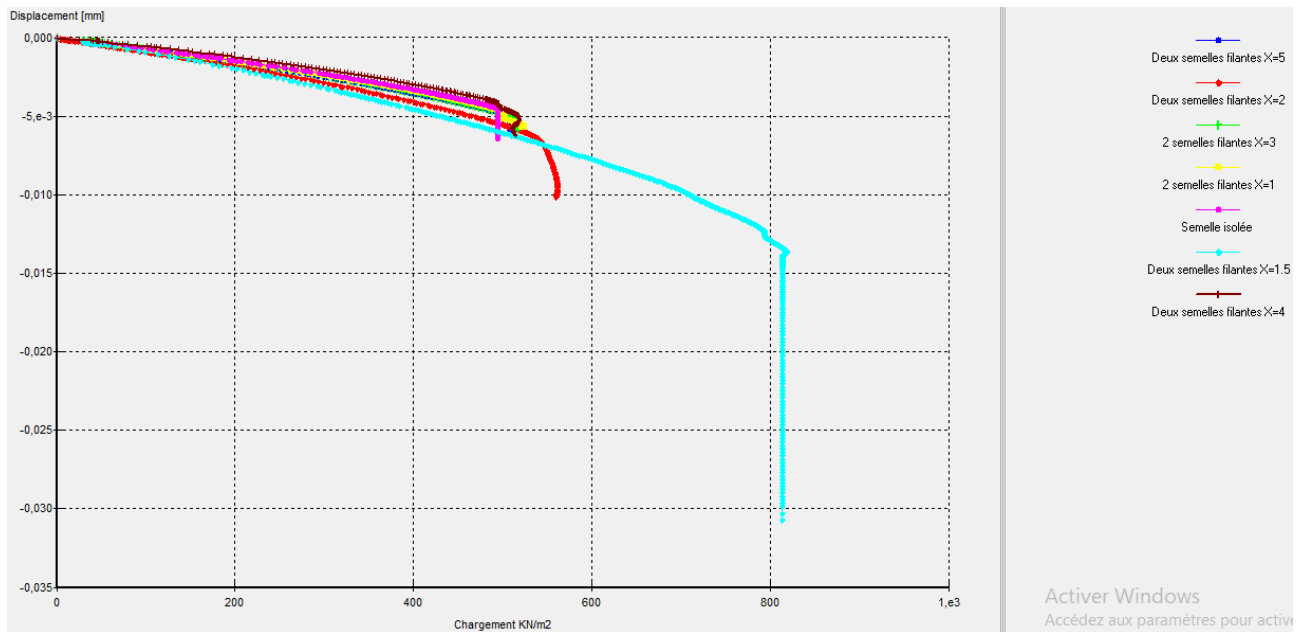


Figure V.6 Courbe chargement-tassement pour le cas de semelle isolée, deux semelles filantes, les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable sans cavités.

Ensuite, nous avons comparé les deux cas de semelles adjacentes par une simulation numérique: un cas de semelles adjacentes sans cavité et un cas de semelles adjacentes avec cavité ($H/B = 1$), les deux cas sont reposés sur la surface d'une couche de sable.

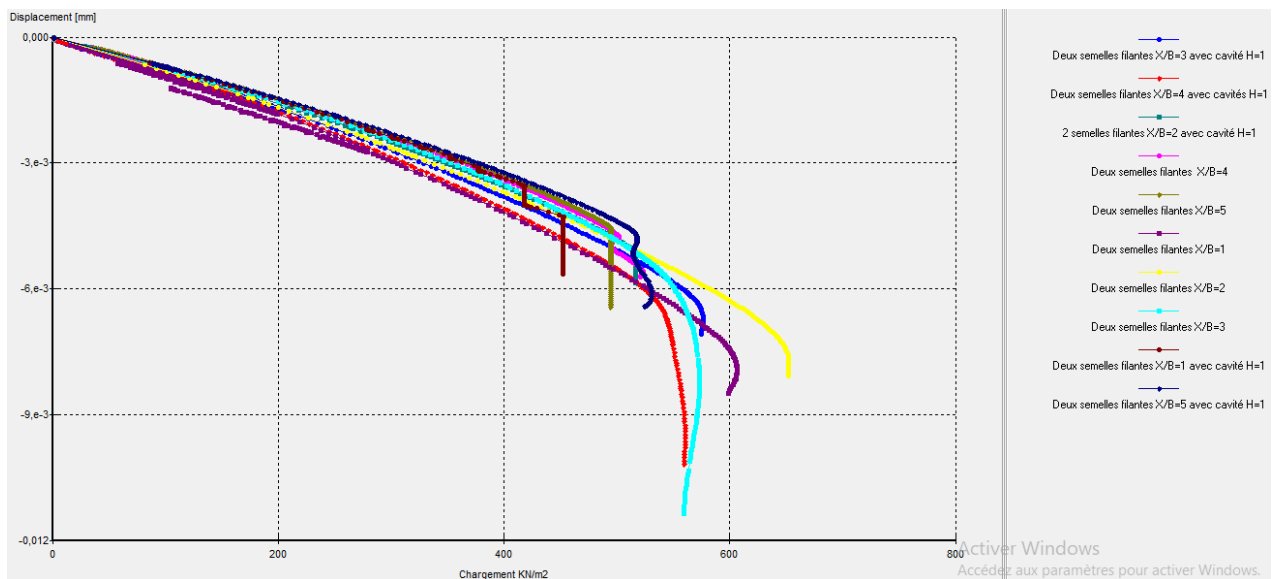


Figure V.7 Courbe chargement-tassement, cas des semelles adjacentes sans cavité, cas des semelles adjacentes avec cavité $H/B=1$.

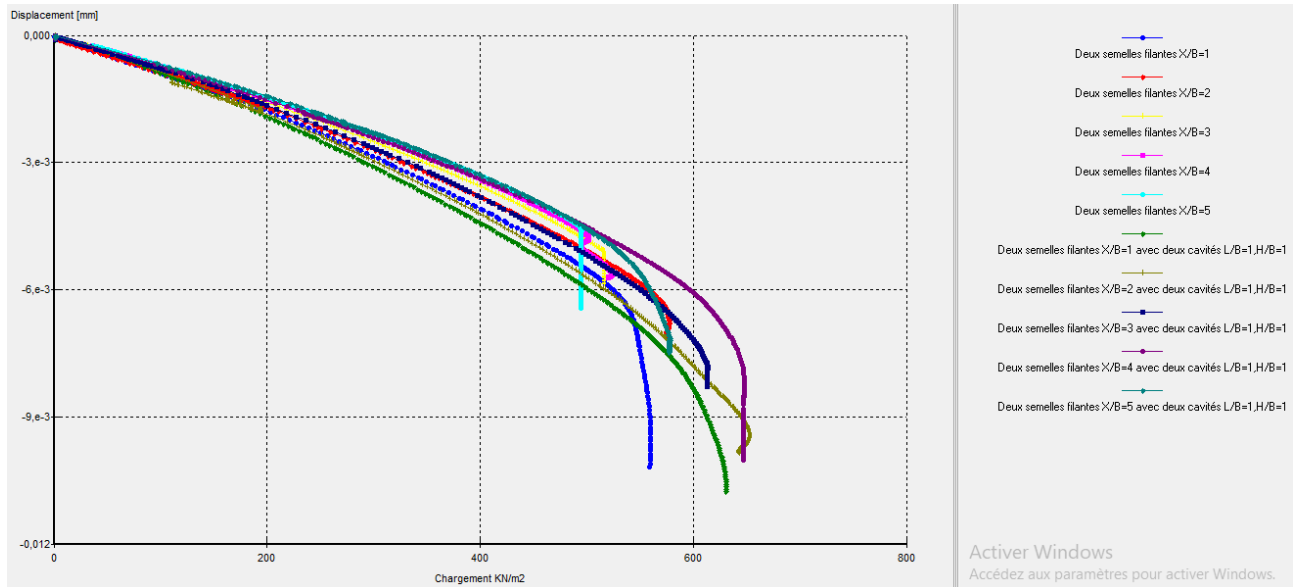


Figure V.8 Courbe chargement-tassement, cas des semelles adjacentes sans cavité, cas des semelles adjacentes avec deux cavités ($H/B=1$, $L/B=1$).

V.4 Test de validation

Avant d'entamer l'analyse d'interférence des semelles filantes adjacentes sur la surface libre d'un sol granulaire, on a jugé utile d'étudier les cas usuels de semelle isolée et de deux semelles reposant sur un sol homogène. Cette étude nous permet d'avoir une idée sur le comportement des semelles, et nous servira par la même occasion de test de validation pour notre procédure de simulation, on montre, en plus, le degré de fiabilité du code PLAXIS(2D) pour le calcul de la charge limite ultime.

Les résultats numériques obtenus nous ont permis de déterminer la valeur du facteur de portance N_γ et le facteur d'efficacité ζ_γ que l'on peut comparer avec les résultats obtenus par certains auteurs.

V.4.1 Définition du facteur d'efficacité ζ_γ (interférence)

Le facteur d'interférence ζ_γ est défini comme étant le rapport de la valeur de la charge de rupture d'une semelle filante, ayant une largeur B , en présence d'une seconde semelle, sur la valeur de la charge de rupture de la semelle prise isolée, et possédant la même largeur.

$$EF = \frac{q_u \text{ Interférée (avec cavité ou sans cavité)}}{q_u \text{ Isolée (avec cavité ou sans cavité)}}$$

Tableau V.2 Comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse avec ceux disponibles à partir de la littérature.

φ (degré)	Présente étude	Terzaghi (1943)[2]	Meyerhof (1974)[56]	Kumar et Kouzer (2010) [57]	Kumar et Ghosh (2007)[12]
35	45.07	45,41	37,15	39.82	-

Le tableau V.2 présente une comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse posée sur un sable ayant un angle de frottement interne $\varphi=35^\circ$, avec ceux de la littérature. Les résultats obtenus montrent que la présente étude se confronte assez bien avec les résultats donnés par ces auteurs.

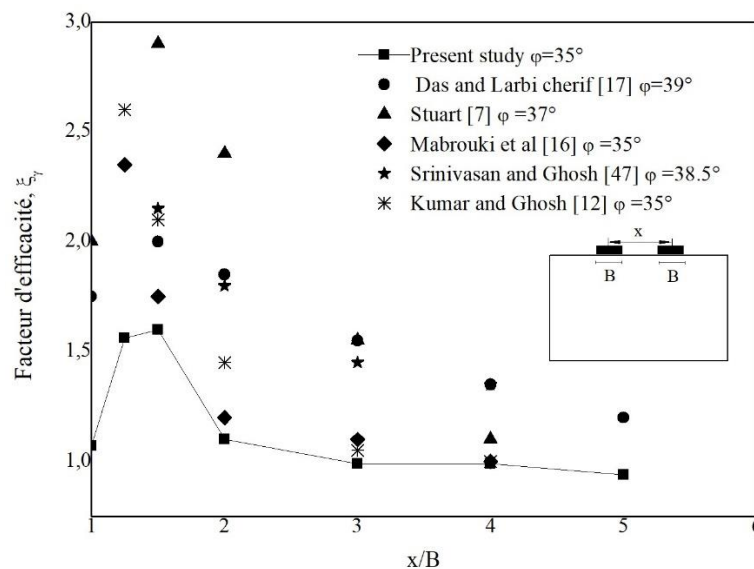


Figure V.9 Comparaison des résultats obtenus avec ceux de la littérature.

La Figure V.9 compare le facteur d'efficacité ξ_γ obtenu à partir de nos calculs avec les résultats de certains auteurs. On constate que les courbes du facteur d'efficacité ξ_γ ont la même allure, aussi que les valeurs de ξ_γ obtenues à partir de la présente étude sont en bon accord avec les résultats rapportés par Mabrouki et al [16].

V .5 Résultats et Discussions

V .5.1 Effets des paramètres de calcul

L'utilisateur de PLAXIS (2D) doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume (voir Figure V.10). L'élément par défaut est le triangle à 6 nœuds Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points

de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte.

Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi (Brinkgereve R.B.J[58]).

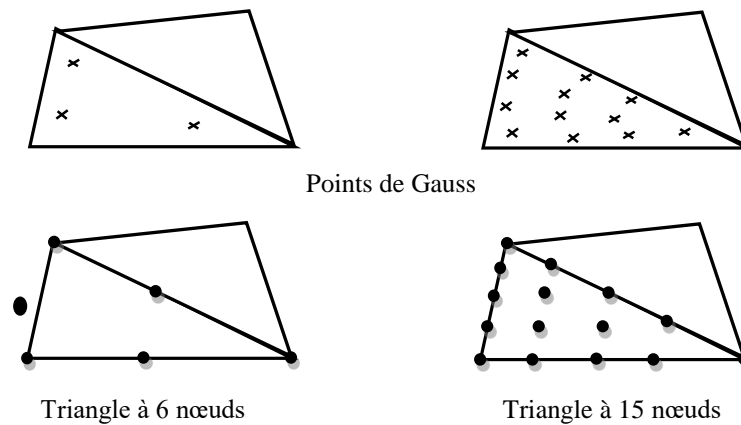


Figure V.10 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. Ceci implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible à savoir celui à 6 nœuds.

Ce dernier est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction.

On change le maillage des éléments de 6 nœuds à 15 nœuds et on compare les résultats qui sont présentés par les courbes sur les figures suivantes :

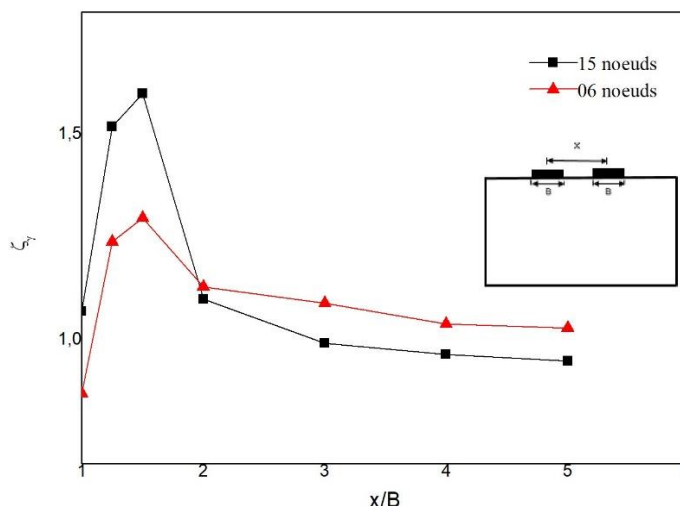


Figure V.11 Variation de facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B pour le maillage -15 nœuds et 6 nœuds-sable $\varphi=35^\circ$.

Les résultats donnés dans la figure ci-dessus (Figures V.11) montrent que la tendance générale des variations de facteur d'interférence trouvées est similaire à celles prédites par les deux types de maillage, mais il y'a une grande variation dans les amplitudes entre les maillages 6 nœuds et 15 nœuds.

Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds Brinkgereve R.B.J [58].

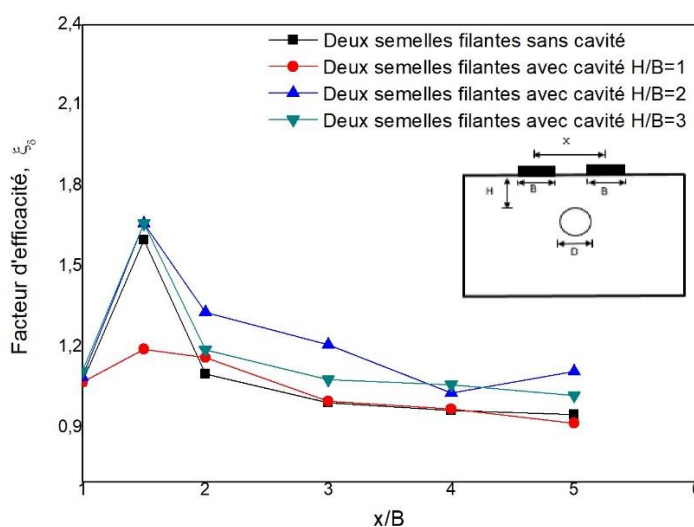


Figure V.12 Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B .

Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité et avec cavité ($H/B=1$, $H/B=2$ et $H/B=3$).

Cette figure présente une comparaison numérique entre deux semelles filantes adjacente, la première avec cavité avec trois distance entre semelles et cavité ($H/B=1$, $H/B=2$, $H/B=3$) et l'autre

sans cavité, nous constatons que le facteur d'efficacité sera arrivé à une valeur maximale lorsque la distance $x/B=1.5$ dans les deux cas: le cas des semelles filantes adjacente sans cavité et l'autres cas des semelles filantes avec cavité $H/B=3$,ce qui nous expliquera que l'effet d'influence de cavité est presque négligée quand la distance entre semelles et cavité $H/B=3$.et facteur d'efficacité sera augmenté lorsque la convergence entre les semelles augmente .

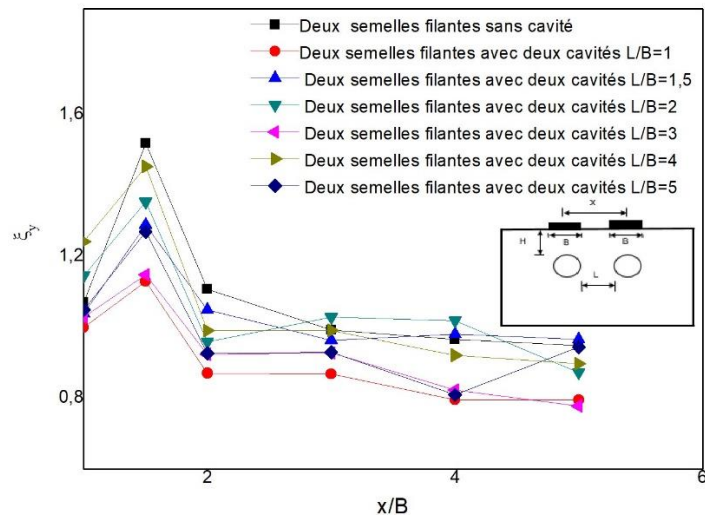


Figure V.13 Variation du facteur d'efficacité ζ_γ en fonction de x/B .

Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=3$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).

Dans cette série des modélisations numérique, les modèles numérique des deux semelles filantes adjacentes x/B avec deux cavités L/B ont été choisi, premièrement on a fixé la distance entre les semelles et les cavités $H/B=3$, à chaque fois on a changé les deux distances entre les semelles x/B , entre les cavités L/B , les résultats de variation du facteur d'efficacité ζ_γ en fonction de x/B sont présentés dans la Figure V.13, les résultats des modèles numérique que nous avons retenus sont rapprochés , ce qui indique que l'effet des cavités n'a pas d'influence sur l'interférence entre les semelles filantes ,c'est à dire quand H/B est supérieur ou égale à trois l'effet des cavités sera éliminé.

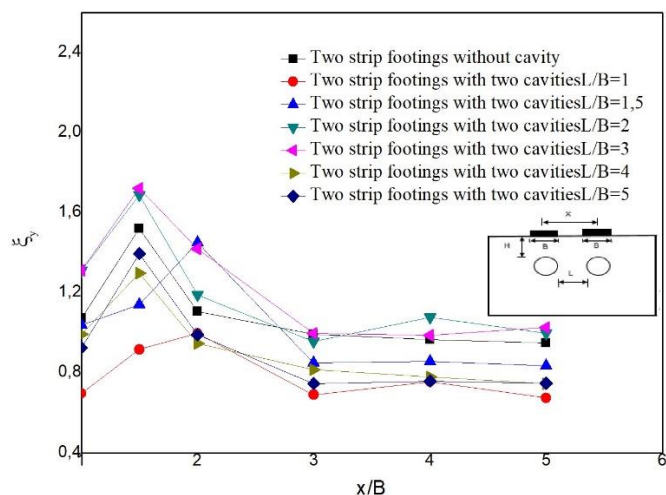


Figure V.14 Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B .

Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=2$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).

Par la suite on a diminué la distance entre semelles et cavités $H/B=2$, pour comparer l'influence de la convergence des cavités avec semelles filantes sur la variation du facteur d'efficacité en fonction de x/B des semelles filantes sans cavités est illustrée sur la Figure V.14. À partir des résultats que nous avons obtenus par analyse numérique (Plaxis 2D) on a trouvé que la présence des cavités au-dessous des semelles minimisera le facteur d'efficacité et facteur d'efficacité entre les semelles. De plus, la convergence entre les semelles et les cavités ($H/B=3$ à $H/B=2$) diminue les performances de l'effet d'interférence.

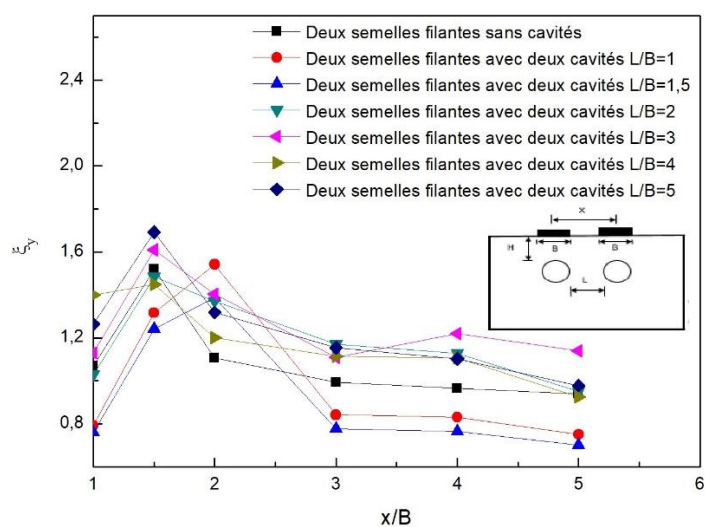


Figure V.15 Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B

Pour les cas suivants : deux semelles filantes sans cavité, avec cavité $H/B=1$, ($L/B=1$, $L/B=1.5$, $L/B=2$, $L/B=3$, $L/B=4$ et $L/B=5$).

Finalement on a choisi la distance entre semelles et cavités $H/B=1$, et on a comparé numériquement les valeurs de variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B avec les valeurs du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B des semelles filantes sans cavités sur la Figure V.15 .Nous avons trouvé un changement radicale dans les résultats ξ_γ en fonction de x/B à cause de la grande convergence entre les cavités et les semelles filantes ce qui a abouti à la négligence de facteur d'efficacité entre les semelles .

V.6 Comparaisons des résultants

Les figures V.16, V.17 et V.18 représentent la confrontation d'évaluation expérimentale et numérique de ξ_γ pour deux semelles interférées sans cavités ou avec cavités reposant sur la surface libre d'un sable.

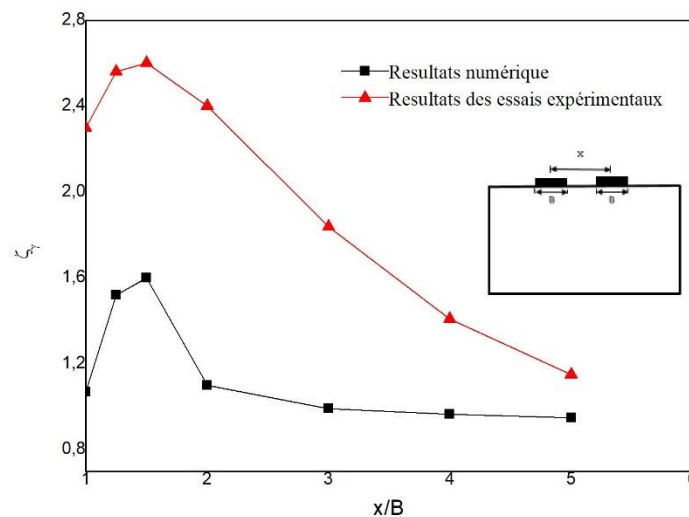


Figure V.16 Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ξ_γ pour le cas des semelles interférées sans cavités.

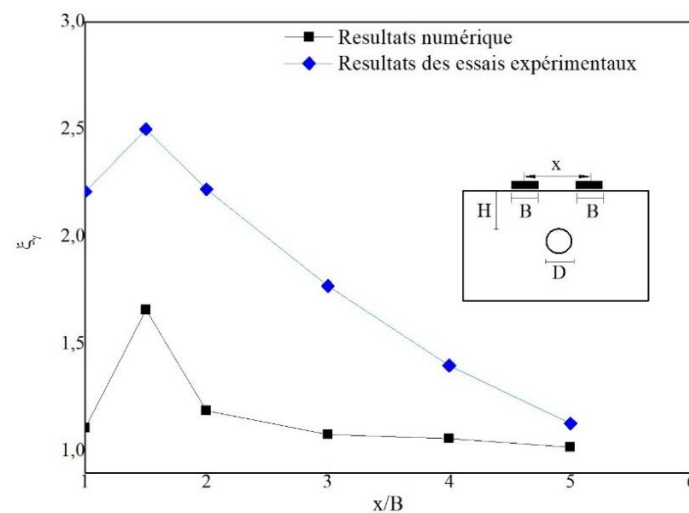


Figure V.17 Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ξ_γ pour le cas des semelles interférées avec cavité $H/B=3$.

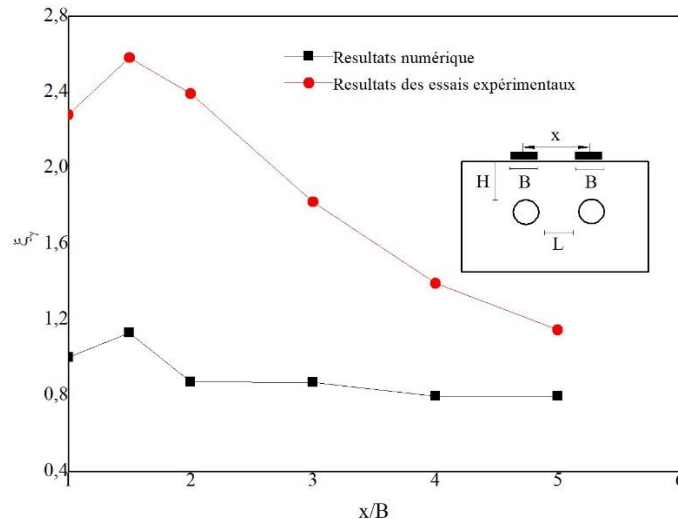


Figure V.18 Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques de ξ_γ pour le cas des semelles interférées avec deux cavités $L/B=1$, $H/B=3$.

Cependant, on constate que la tendance de la courbe $\xi_\gamma = f(x/B)$ obtenue à partir des résultats expérimentaux est presque similaire à celles de résultats numériques. En outre, une variation dans les amplitudes entre les résultats expérimentaux et celles des résultats numériques. Cet écart entre les résultats peut être attribué à l'effet d'échelle, le modèle géométrique choisi et les caractéristiques géotechniques selon le modèle du comportement utilisé.

V.7 Conclusion

La modélisation numérique nous a permis l'examen de l'effet de la présence des cavités sur l'interférence de deux semelles filantes construites à la surface d'un sol granulaire, en analysant le facteur d'efficacité ξ_γ . A l'issue de cette étude, quelques conclusions peuvent être formulées :

La modélisation numérique, en utilisant le code des éléments finis (Plaxis 2D), donne des résultats acceptables pour les cas des semelles filantes sans cavités concordant bien avec les résultats de la littérature.

La capacité portante d'une semelle interférée est plus grande que celle d'une semelle isolée.

Le facteur d'efficacité est proportionnel à l'angle de frottement interne φ en particulier lorsque les semelles sont très proches.

Le facteur d'efficacité croît jusqu'à un pic puis diminue avec l'augmentation de rapport d'espacement, lorsque les deux semelles sont suffisamment éloignées l'une de l'autre, le facteur d'efficacité tend vers l'unité.

L'effet d'influence de cavité est presque négligée quand le rapport entre semelles et cavité $H/B=3$.et facteur d'efficacité sera augmenté lorsque le rapprochement entre les semelles augmente.

On a trouvé que la présence des cavités au-dessous des semelles minimisera le facteur d'efficacité entre les semelles. De plus, le rapprochement entre les semelles et les cavités diminue les performances de l'effet d'interférence.

On a trouvé un changement radicale dans les résultats du facteur d'efficacité en fonction de x/B à cause de la grande rapprochement entre les cavités et les semelles filantes ($H/B=1$) ce qui abouti à la négligence de facteur d'efficacité entre les semelles.

CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans cette thèse est une contribution à l'étude expérimentale et numérique de l'effet des cavités sur la capacité portante de deux fondations superficielles interférées reposant sur un sol granulaire. En effet, un protocole d'essais expérimental a été tracé et réalisé à l'aide d'un banc d'essais contenant des cavités, puis une analyse numérique a été menée à l'aide de la méthode des éléments finis de la capacité portante de deux fondations superficielles reposants sur une couche granulaire contenant des cavités.

De ce point de vue, le protocole d'essais expérimental s'est révélé bien adapté à ce type d'étude. En plus, le calcul numérique nous a en effet permis d'obtenir des estimations de la capacité portante. L'étude basée sur la variation de l'espacement (x) (axe à axe) entre les semelles des deux fondations, de la forme de la cavité d'une part ainsi que de la variation de la position de celle-ci (cavité) par rapport aux deux fondations d'autre part. On note, que les résultats sont convertis sous forme de facteur d'efficacité, ce dernier est défini comme étant le rapport de la valeur de la charge de rupture d'une semelle filante, ayant une largeur B , en présence d'une seconde semelle, sur la valeur de la charge de rupture de la semelle prise isolée, et possédant la même largeur. A l'issue des résultats obtenus les conclusions suivantes peuvent être tirées, à savoir :

Selon les résultats obtenus on confirme que la capacité portante des semelles adjacentes est considérablement plus grande que celle des semelles isolées.

Le facteur d'efficacité maximum est atteint lorsque $x / B \approx 1.5$; ainsi, une augmentation ou une diminution de ce rapport entraîne une diminution de la capacité portante. Ce comportement est appelé "effet de blocage". Sur la base de ce phénomène et à $x / B \leq 1,5$, le sol entre les semelles se comporte comme un système combiné et descend comme une seule unité par application de chargement. L'aire de cette unité est supérieure à celle de la somme de deux semelles. En d'autres termes, à cette distance, les deux semelles interférentes agissent comme une seule fondation isolée avec la largeur de $B+x$. Cependant, à une distance de $x/B > 5$, il n'y a pas d'interférence entre les semelles.

Dans le cas des semelles filantes adjacente sans cavité, la valeur maximale du facteur d'efficacité est presque égale à 3, elle est correspondante à un espacement $x/B=1.5$.

La stabilité de la semelle repose sur un sol granulaire au-dessus de la cavité influencé par plusieurs facteurs, principalement la profondeur entre la semelle et la cavité. Cette stabilité varie en

fonction de nombreux paramètres, notamment l'espacement entre les semelles, la forme, l'orientation et les dimensions de la cavité souterraine.

Une augmentation significative de la valeur de la capacité portante sous l'effet de la présence de la cavité pour $H/B=3$, $H/B=2$, $H/B=1$ et $H/B=0.5$ dues à la concentration des contraintes autour de la cavité qui provoquera par la suite une déformation de la cavité.

Sous l'effet de la cavité, une diminution significative de la capacité portante a été rapportée, la capacité portante est augmentée avec éloignement entre les semelles et les cavités de $H/B = 1$ à $H/B = 3$. L'effet de la cavité a été annulée dans le cas où le rapport $H/B=3$.

Une augmentation excessive du tassement due à l'effet de la convergence des deux cavités jumelées qui sont considéré comme une seule grande cavité.

Les résultats de la modélisation numérique des semelles filantes sans cavités sont compatibles avec ceux de la littérature.

Dans le cas où la présence d'une cavité au-dessous des semelles filantes adjacente les résultats des facteurs d'efficacité sont maximum lorsque le rapport $x/B=1.5$ avec rappot entre semelles et cavité $H/B=3$, car l'effet de cavité était ignoré quand le rapport entre semelles et cavité $H/B=3$. De plus, facteur d'efficacité sera augmenté lorsque la convergence entre les semelles augmente.

Les résultats obtenus ont révélé que la présence de cavités sous les semelles minimisait l'effet d'interférence entre les semelles. De plus, le rapprochement entre les semelles et les cavités ($H/B = 3$ à $H/B = 2$) diminue les performances de l'effet d'interférence.

Avec un rapport entre les semelles et les cavités de $H/B = 1$, la comparaison entre les résultats obtenus du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B avec les valeurs du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B des semelles filantes sans cavités démontre un changement radicale dans les résultats EF en fonction de x/B à cause de la grande convergence entre les cavités et les semelles ce qui a abouti à la négligence de facteur d'efficacité entre les semelles.

La comparaison des résultats numériques avec ceux de l'expérimentation ont montré que la tendance de la courbe $\xi_\gamma = f(x/B)$ obtenue à partir des résultats expérimentaux est presque similaire à celles de résultats numériques.

PERSPECTIVES ET RECOMMANDATIONS

Cette étude ne peut constituer une fin; elle peut être approfondie. Elle peut être assimilée, à notre sens à un des maillons d'une série de travaux de recherche complémentaires pour aboutir à une finalité scientifique et pratique.

Nous énumérons, ci-après les principales recommandations complémentaires :

- Il serait intéressant de compléter la présente étude par l'analyse de comportement des semelles vis-à-vis les déplacements (tassements et rotations).
- Etude du comportement des fondations filantes sous l'effet des cavités située au bord d'une pente.
- Etude du comportement des fondations filantes encastrées dans un sable c'est à dire ($D_f \neq 0$).
- Étude du comportement des semelles par l'introduction d'un système de renforcement du sol (pieux, palplanches, géogrilles...etc.).
- Il serait judicieux d'approfondir cette étude au cas des fondations étroitement espacées reposant sur un sol bicouche.
- Il serait intéressant de faire une étude tridimensionnelle à l'aide du code PLAXIS 3D pour le cas d'une semelle carrée ou circulaire.

References Bibliographiques

- [1]- Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 99(sm1).
- [2]- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons. *New York*, 11-15.
- [3]- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16-26.
- [4]- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity.
- [5]- Prandtl, L. (1921). plastischer Bauso e und die Festigkeit von Schneiden. *Zeitschrift fur angewandte Mathematik und Mechanik*, 1(1), 15-20.
- [6]- Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. In *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics* (pp. 295-311). Delft.
- [7]- Stuart, J. G. (1962). Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand. *Geotechnique*, 12(1), 15-22.
- [8]- West, J. M., & Stuart, J. G. (1965, September). Oblique loading resulting from interference between surface footings on sand. In *Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Canada/*.
- [9]- Boufarh, R., Abbeche, K., & Abdi, A. (2019). Experimental Investigation of Interference Between Adjacent Footings on Layered Cohesionless Soil. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 56(2), 128-135.
- [10]- Gupta, A., & Sitharam, T. G. (2018). Experimental and numerical investigations on interference of closely spaced square footings on sand.
- [11]- Griffiths, D. V., Fenton, G. A., & Manoharan, N. (2006). Undrained bearing capacity of two-strip footings on spatially random soil. *International Journal of Geomechanics*, 6(6), 421-427.
- [12]- Kumar, J., & Ghosh, P. (2007). Upper bound limit analysis for finding interference effect of two nearby strip footings on sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(5), 499.
- [13]- Kumar, J., & Bhoi, M. K. (2008). Interference of multiple strip footings on sand using small scale model tests. *Geotechnical and geological engineering*, 26(4), 469.
- [14]- Lee, J., & Eun, J. (2009). Estimation of bearing capacity for multiple footings in sand. *Computers and geotechnics*, 36(6), 1000-1008.
- [15]- Acharyya, R., & Dey, A. (2018). Assessment of bearing capacity of interfering strip footings located near sloping surface considering artificial neural network technique. *Journal of Mountain Science*, 15(12), 2766-2780.
- [16]- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., & Mellas, M. (2010). Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics*, 37(4), 431-439.

- [17]- DAs, B. M., & Larbi-Cherif, S. (1983). Bearing capacity of two closely-spaced shallow foundations on sand. *Soils and foundations*, 23(1), 1-7.
- [18]- Xiao, Y., Zhao, M., & Zhao, H. (2018). Undrained stability of strip footing above voids in two-layered clays by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 97, 124-133.
- [19]- Zhang, R., Chen, G., Zou, J., Zhao, L., & Jiang, C. (2019). Study on roof collapse of deep circular cavities in jointed rock masses using adaptive finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 111, 42-55.
- [20]- Kapoor, A., Walia, B. S., & Singh, C. (2018, November). Effect of Cavity on Bearing Capacity of Shallow Foundation in Reinforced Soil. In *International Conference on Sustainable Waste Management through Design* (pp. 313-322). Springer, Cham.
- [21]- Al-Jazaairry, A. A., & Sabbagh, T. T. (2017). Effect of Twin Cavities on the Axially Loaded Pile in Clay. *International Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 11(6), 559–564.
- [22]- Lee, J. K., Jeong, S., & Ko, J. (2014). Undrained stability of surface strip footings above voids. *Computers and Geotechnics*, 62, 128-135.
- [23]- Kiyosumi, M., Kusakabe, O., & Ohuchi, M. (2011). Model tests and analyses of bearing capacity of strip footing on stiff ground with voids. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 137(4), 363-375.
- [24]- Skempton, A. W. (1951). The bearing capacity of clays. *Selected Papers on Soil Mechanics*, 50-59.
- [25]- Caquot, A. I., & Kérisel, J. L. (1948). *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations*. Gautier-Villars.
- [26]- Coulomb, C. A. (1773). In *Memories de Mathematique et de Physique: Academie Royal des Sciences par divers sans*, v. 7.
- [27]- Rankine, W. M. (1856). On the Stability of Loose Earth. *Proceedings of the Royal Society of London*, 185-187.
- [28]- Massau, J. (1899). Mémoire sur l'intégration graphique des équations aux dérivées partielles; chap. VI: Équilibre limite des terres sans cohésion. *Ann. Ass. Ing. École de Gand*.
- [29]- Caquot, A. I. (1934). *Équilibre des massifs à frottement interne: stabilité des terres, pulvérulentes ou cohérentes*. Gauthier-Villars.
- [30]- Sokolovski V. (1960). *Statics of Soil Media* (translated from Russian by DH Jones and AN Schofield). Butterworth, London, 369-95.
- [31]- Salençon, J. (1996). *Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture*. École Polytechnique, Département de mécanique, 154 pages. ISBN 2-7302-0362-2.

- [32]- Magnan, J. P., & Droniuc, N. (2000). Stability analyses in geotechnical engineering: recent developments. In *Proceedings. In 4 th International Geotechnical Engineering Conference* (pp. 57-90).
- [33]- Kumbhojkar, A. S. (1993). Numerical Evaluation of Terzaghi's $N \gamma$. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(3), 598-607.
- [34]- Schultze, H. E., & Schwick, G. (1952). Über den Mechanismus der Thrombinbildung im isolierten System. *Hoppe-Seyler's Zeitschrift für physiologische Chemie*, 289(1), 26-43.
- [35]- Raes, P. E. (1941). Het oppersingsvraagstuk bij een strookvormig fundament. *Technisch-Wetenschappelijk Tijdschrift*, 10, 261-263.
- [36]- COSTET, J., & SANGLERAT, G. (1981). Cours pratique de mécanique des sols. 1-plasticité et calcul des tassements.
- [37]- Davis, E. H., & Booker, J. R. (1973). Some adaptations of classical plasticity theory for soil stability problems. In Published in the Proceedings of the Symposium on the Role of Plasticity in Soil Mechanics, September 13-15, 1973, Cambridge, England.
- [38]- Zienkiewicz, O. C. (1975, October). The finite element method and boundary solution procedures as general approximation methods for field problems. In *World Congress on Finite Element Methods in Structural Mechanics, Bournemouth* (pp. 12-17).
- [39]- Prat, M., Bisch, P. H., Millard, A., Mestat, P., & Pijaudier-Calot, G. (1995). *La modélisation des ouvrages*.
- [40]- Das, B. M. (2017). *Shallow foundations: bearing capacity and settlement*. CRC press.
- [41]- Saran, S. W. A. M. I., & Agarwal, V. C. (1974). Interference of surface footings on sand. *Indian Geotechnical Journal*, 4(2), 129-139.
- [42]- Kumar, A., & Saran, S. (2003). Closely spaced footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129(7), 660-664.
- [43]- Ghazavi, M., & Lavasan, A. A. (2008). Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(5), 404-415.
- [44]- Graham, J., Raymond, G. P., & Suppiah, A. (1984). Bearing capacity of three closely-spaced footings on sand. *Geotechnique*, 34(2), 173-181.
- [45]- Hazell, E. (2004). Interaction of closely spaced strip footings (Final year project report). England: Department of Engineering Science, University of Oxford.
- [46]- Ghosh, P., Basudhar, P. K., Srinivasan, V., & Kunal, K. (2015). Experimental studies on interference of two angular footings resting on surface of two-layer cohesionless soil deposit. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 9(4), 422-433.

- [47]- Srinivasan, V., & Ghosh, P. (2013). Experimental investigation on interaction problem of two nearby circular footings on layered cohesionless soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 8(2), 97-106.
- [48]- Kiyosumi, M., Kusakabe, O., Ohuchi, M., & Le Peng, F. (2007). Yielding pressure of spread footing above multiple voids. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 133(12), 1522-1531.
- [49]- Trautmann, C. H., & Kulhawy, F. H. (1988). Uplift load-displacement behavior of spread foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(2), 168-184.
- [50]- Rankine, W. M. (1856). On the Stability of Loose Earth. *Proceedings of the Royal Society of London*, 185-187.
- [51]- Frontard, J. (1936). Calculations on the stability of earth dams. In *Transactions of the 2nd Congress on Large Dams* (Vol. 4, pp. 288-293).
- [52]- Sokolovski V. (1960). *Statics of Soil Media (translated from Russian by DH Jones and AN Schofield)*. Butterworth, London, 369-95.
- [53]- Moreau, J. J. (1967). *Fonctionnelles convexes: Séminaire sur les équations aux dérivées partielles II, Collège de France 1966-1967*. Collège de France.
- [54]- Lavasan, A. A., Talsaz, A., Ghazavi, M., & Schanz, T. (2016). Behavior of shallow strip footing on twin voids. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(6), 1791-1805.
- [55]- Baus, R. L., & Wang, M. C. (1983). Bearing capacity of strip footing above void. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(1), 1-14.
- [56]- Meyerhof, G. G. (1974). Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(2), 223-229.
- [57]- Kumar, J., & Kouzer, K. M. (2008). Bearing capacity of two interfering footings. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 32(3), 251-264.
- [58]- Brinkgreve, R. B. J., Al-Khoury, R., Bakker, K. J., Bounnier, P. G., Brand, P. J. W., Broere, W., ... & Simon, B. (2003). PLAXIS version 8: Manuel de référence–PLAXIS bv PO Box 572, 2600 AN DELFT, The Netherlands.

Les resultats obtenus des essais experimentaux de la courbe *chargement-tassement* cas d'une semelle isolée avec cavité $H/B=1$, deux semelle filante avec cavité $H/B=1$.

	isolée	$x/B=1$	$x/B=1,25$	$x/B=1,5$	$x/B=2$	$x/B=3$	$x/B=4$	$x/B=5$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	-1,2	-1,05	-0,77	-0,73	-0,69	-0,55	-0,63	-0,66
94	-3,6	-3,1	-2,07	-1,98	-1,78	-1,3	-1,46	-1,69
124	-5,3	-4,2	-3,27	-2,95	-2,6	-1,58	-1,98	-2,32
154	-7,95	-5,7	-4,6	-4,3	-3,7	-2	-2,58	-3,3
180	-11	-8	-6,3	-5,83	-5,1	-2,7	-3,3	-4,3
230		-13	-12	-10,3	-8	-4,1	-4,95	-6,8
265					-11	-5,2	-6,3	-9,7
300						-6,65	-7,8	
340						-10	-11	